

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA



FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

PROGETTO DI UNA CITTADELLA PER LE EMERGENZE NELLA CITTA'
DI PISA, IN ZONA OSPEDALETTO

Relatori

Prof. Ing. Mauro Sassu
Prof. Ing. Gaetano Nardini
Ing. Linda Giresini

Candidato

Dario Galli

a.a. 2012/2013

...ai miei nonni...

1. INTRODUZIONE	5
2. L'ARCHITETTURA TEMPORANEA.....	7
2.1. LE ORIGINI	7
2.2. LE ESPERIENZE MODERNE	10
2.3. ESEMPI DI ARCHITETTURA TEMPORANEA	16
2.4. TECNICHE COSTRUTTIVE E MATERIALI	21
2.4.1. TECNICA COSTRUTTIVA A SECCO	22
2.4.2. IL LEGNO	24
2.4.3. L'ACCIAIO	31
2.4.4. IL BAMBU'	32
2.4.5. I MATERIALI DI RICICLO.....	33
2.4.6. L'INVOLUCRO ESTERNO	35
3. IL MATERIALE LEGNO	39
3.1. CENNI STORICI	39
3.2. ORIGINE E STRUTTURA	42
3.2.1. PROPRIETÀ FISICO-MECCANICHE	43
3.2.2. DEGRADABILITÀ	44
3.2.3. PREGI E DIFETTI DEL LEGNO COME MATERIALE DA COSTRUZIONE.....	45
4. IL PROGETTO ARCHITETTONICO	47
4.1. GENESI DELL'IDEA PROGETTUALE	47
4.2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	51
4.2.1. ANALISI DELLE ESIGENZE	53
4.2.2. SCELTA DEL SITO	54
4.2.3. DISTRIBUZIONE INTERNA AL LOTTO	60
4.2.4. I MODULI ABITATIVI	69
4.2.4. IL CENTRO POLIFUNZIONALE	85
4.2.5. L'EDIFICIO SCOLASTICO.....	97
4.2.5. L'IMPIANTO SPORTIVO	105
5. L'UNITA' ABITATIVA	111
5.1. L'UNITA' ABITATIVA.....	111
5.2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	114

5.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	115
5.3.1. GENERALITA' SUL LEGNO LAMELLARE	115
5.3.2. METODI DI VERIFICA.....	118
5.3.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	122
5.4. VERIFICHE	125
5.4.1. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	125
5.4.2. STATI LIMITE ULTIMI.....	127
5.4.3. VERIFICHE DI STABILITA'	133
5.5. METODO DI ANALISI.....	134
5.6. ANALISI DEI CARICHI.....	137
5.6.1. PESO PROPRIO	138
5.6.2. CARICO NEVE	143
5.6.3. AZIONE DEL VENTO.....	145
5.6.4. AZIONE SISMICA	149
5.6.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	157
5.7. VERIFICHE DI RESISTENZA	158
5.7.1. PILASTRI	159
5.7.2. TRAVI COPERTURA.....	162
5.7.3. TRAVI PRINCIPALI.....	165
5.7.4. TRAVI SECONDARIE.....	167
5.7.5. TRAVI DI COLMO.....	169
5.8. RESISTENZA AL FUOCO.....	172
5.8.1. CONCETTI GENERALI.....	172
5.8.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	175
5.8.3. CRITERI DI VERIFICA.....	177
5.9. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	181
5.9.1. PILASTRI	181
5.9.2. TRAVI COPERTURA.....	182
5.9.3. TRAVI PRINCIPALI.....	183
5.9.4. TRAVI SECONDARIE.....	184
5.9.5. TRAVI DI COLMO.....	185

5.10.COLLEGAMENTI	187
5.10.1.GENERALITA' E CLASSIFICAZIONE	187
5.10.2.NORMATIVA DI RIFERIMENTO	191
5.11.VERIFICHE COLLEGAMENTI	203
5.11.1.TRAVE PRINCIPALE – PILASTRO	204
5.11.2.TRAVE DI COPERTURA – PILASTRO	208
5.11.3.TRAVE SECONDARIA – PILASTRO	213
5.11.4.TRAVE DI COLMO – TRAVE DI COPERTURA	216
5.11.5.ARCARECCIO – TRAVE DI COPERTURA	219
5.11.6.GIUNTO DI BASE	226
5.11.PROTEZIONE AL FUOCO DEI COLLEGAMENTI	231
6. IL CORPO SCALA	237
6.1.DESCRIZIONE	237
6.2. RIFERIMENTI NORMATIVI	239
6.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	240
6.4. VERIFICHE	243
6.4.1.VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	243
6.4.2.VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	246
6.4.3.STABILITÀ DELLE MEMBRATURE	252
6.5. ANALISI DEI CARICHI	259
6.5.1. PESO PROPRIO	260
6.5.4. AZIONE SISMICA	262
6.5.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	267
6.6. VERIFICHE	268
6.6.1.PILASTRI	269
6.6.2.TRAVI DI COPERTURA	271
6.6.3.MONTANTI CENTRALI	273
6.6.4.TRAVERSI LATERALI	275
6.6.5.TRAVI DI SUPPORTO PASSERELLA	277
6.7.COLLEGAMENTI	279
6.7.1.UNIONI BULLONATE	279

6.7.2.UNIONI SALDATE	283
6.7.3.VERIFICHE	285
6.7.3.1.TRAVE DI COPERTURA - PILASTRO	287
6.7.3.2.TRAVE SECONDARIA - PILASTRO	288
6.7.3.3.TRAVERSO LATERALE - PILASTRO.....	292
6.7.3.4.TRAVE SECONDARIA – TRAVERSO PASSERELLA.....	296
6.7.3.5.TRAVE COPERTURA – MONTANTE CENTRALE	301
6.7.3.6.GIUNTO DI BASE.....	307
7. SPOSTAMENTI LATERALI	311
8.FONDAZIONI.....	315
9.CONCLUSIONI.....	325
BIBLIOGRAFIA.....	329
RINGRAZIAMENTI.....	331
APPENDICE A: VERIFICHE DI RESISTENZA ELEMENTI IN LEGNO	333
APPENDICE B: VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO	347
APPENDICE C: VERIFICHE DI RESISTENZA ELEMENTI IN ACCIAIO	361

1.INTRODUZIONE

In Italia negli ultimi anni sono stati sempre più frequenti i fenomeni di calamità naturali di notevole intensità, che hanno reso necessario il trasferimento di ingenti quantità di persone, costrette ad abbandonare le loro abitazioni.

La prassi prevista dal Manuale Tecnico della Protezione Civile prevede che tale trasferimento sia eseguito in due fasi: nella prima, quella più immediata, le persone vengono trasferite nelle tendopoli appositamente allestite nelle prime ore che seguono l'evento catastrofico, dopo di che si passa alla seconda fase, nella quale vengono allestiti alloggi temporanei per le emergenze, nei quali le persone trascorreranno il tempo necessario al ripristino dell'agibilità delle loro abitazioni.

In Italia sono stati molti i casi di eventi che hanno reso necessario l'esodo di interi quartieri o addirittura di intere città, basti pensare al sisma che colpì l'Irpinia, del 1908, oppure ai recenti terremoti in Abruzzo. Spesso però i siti predisposti per l'accoglienza si sono rivelati inadeguati, per vari motivi: in primo luogo i tempi di permanenza all'interno delle abitazioni d'emergenza si sono talvolta protratti troppo a lungo, ben oltre i 2/3 anni previsti, dopo i quali dovrebbe essere garantito il ritorno nelle proprie abitazioni o all'interno di nuove costruzioni; in secondo luogo le dimensioni e le caratteristiche delle abitazioni sono risultate spesso inadeguate alle necessità delle famiglie, che si sono trovate a dover vivere in spazi angusti e mal distribuiti, privi di ogni comfort abitativo, troppo freddi in inverno ed eccessivamente caldi in estate; infine è stata rilevata in più occasioni la mancanza di una rete di servizi, annessa alle abitazioni, in grado di garantire alle persone che vi risiedono la possibilità di poter usufruire di attività varie quali quelle commerciali, sportive e sociali.

La presente tesi di laurea si inserisce proprio in questi aspetti del problema, e si pone come obiettivo quello di fornire una possibile proposta progettuale, che tenga conto delle molteplici esigenze appena elencate.

Il progetto consiste nella realizzazione di una vera e propria "Cittadella per le Emergenze", un sito all'interno del quale poter trasferire persone che, in seguito ad eventi quali terremoti, esondazioni, ma anche demolizione e ricostruzione di alloggi di edilizia popolare, si trovano ad aver bisogno un abitazione nella quali vivere, ma anche

di tutti quei servizi che la vita quotidiana richiede, quali istruzione, servizi, attività sportive, ecc.

L'idea progettuale di base quindi è quella di creare un aggregato urbanistico organico, che consideri non solo le esigenze prettamente abitative e funzionali, ma favorisca anche le relazioni sociali ed aggregative, fornendo degli spazi comuni, interni ed esterni, adibiti a tale scopo, con particolare attenzione a creare opportuni spazi verdi.

Il progetto consiste nella realizzazione di unità abitative temporanee, di un centro polifunzionale, di un edificio scolastico, che sarà in grado di accogliere bambini dalla scuola d'infanzia alla scuola media, di un centro sportivo e di un presidio medico.

La particolarità del progetto consiste nell'utilizzo del legno come elemento strutturale, realizzando edifici interamente a secco, senza cioè l'utilizzo di materiali leganti, il tutto al fine di garantire la massima velocità di assemblaggio, riducendo costi e tempi di attesa.

Per fornire una soluzione progettuale completa, è stato preso in esame una delle tre tipologie di edifici proposti, per il quale è stata effettuata un'analisi strutturale, tramite l'ausilio del software di calcolo SAP2000 v.14.0.

La struttura portante dell'edificio è costituita da portali in legno lamellare, collegati tra loro da travi longitudinali, mentre per il corpo scala il materiale utilizzato è l'acciaio.

Tali elementi sono stati dimensionati e verificati secondo il D.M. 14 Gennaio 2008 e relativa circolare esplicativa e secondo gli Eurocodici 3,5 e 8. Inoltre è stata effettuata un'analisi particolareggiata della struttura in legno e dei collegamenti, in termini di protezione al fuoco.

2. L'ARCHITETTURA TEMPORANEA

2.1.LE ORIGINI

L'idea di abitare la "temporaneità", ha sempre attratto l'interesse dell'uomo: contrariamente alle linee guida che caratterizzano gli insediamenti "stabili", quali le caratteristiche climatiche e ambientali e lo sviluppo economico e socio-culturale, la ricerca di luoghi da abitare o l'"emergenza" di sopravvivere, hanno spesso spinto l'uomo a ipotizzare sistemi costruttivi di tipo temporaneo, costruzioni provvisorie, smontabili e trasportabili. Il nomadismo nelle sue forme più arcaiche è rappresentato da costruzioni che la nostra cultura identifica come provvisorie, anche se in realtà destinate ad una funzione permanente. La mancanza di risorse materiali o la presenza di situazioni ambientali sfavorevoli, ma inevitabili, quali forti pendii, luoghi soggetti ad eventi sismici, aree desertiche, ecc, hanno sempre reso difficile, se non impossibile, la realizzazione di edifici permanenti, ovvero realizzati con tecnologie pesanti e a umido, spingendo così l'uomo a utilizzare tecnologie costruttive particolari che hanno ispirato i principi progettuali dell'architettura temporanea e di emergenza, quali la facilità di trasporto e assemblaggio, l'impiego di risorse locali e la riduzione dell'impronta ecologica sul territorio.

Le tende sono state la prima forma di struttura abitativa provvisoria, atta a garantire la sopravvivenza ed un minimo di benessere e di sicurezza per svolgere le elementari attività quotidiane e a tutt'oggi, in caso di emergenza, sono ancora il primo livello di insediamento provvisorio per le popolazioni colpite.

Dall'evoluzione di questo archetipo, si sono sviluppate nel mondo tutta una serie di nuove tipologie costruttive, realizzate con materiali differenti, completamente smontabili e facilmente trasportabili, in grado di soddisfare le esigenze delle varie popolazioni:

- La Yurta: è stata una delle prime, si tratta di costruzioni tipiche delle popolazioni nomadi dei paesi asiatici, realizzate in legno e elementi animali e vegetali, in grado di garantire un ottimo comfort termico(Fig.2.1);

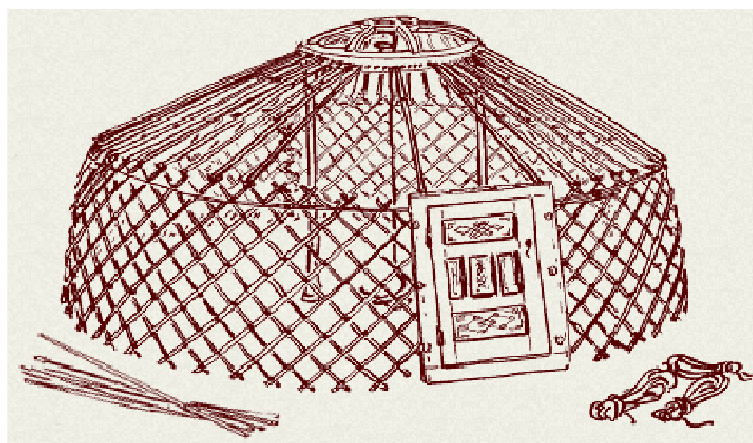


Fig.2.1 - Esempio di Yurta

- Le Palafitte: ad oggi largamente utilizzate nei paesi tropicali, vennero costruite in prossimità di fiumi e laghi, e realizzate completamente in legno e argilla; oltre a permettere di abitare vicino all'acqua, stando al sicuro da possibili allagamenti, queste costruzioni hanno un ottimo comportamento antisismico;
- L'igloo: tipica delle popolazioni eschimesi dei territori artici, e tutt'oggi utilizzata, veniva costruita interamente con blocchi di ghiaccio e vanta ottime prestazioni termiche, in grado di garantire una temperatura interna intorno ai 15°, contro i -40° esterni.
- Le baite alpine: realizzate in pietra e legno, con il sistema ad incastro, sono considerate costruzioni permanenti ad uso temporaneo, in quanto abitate solo durante la stagione estiva, nella quale, grazie all'irraggiamento solare e ad un'accurata esposizione verso sud, garantiscono un ottimo comfort interno.

Tutti questi esempi sono interessanti, oltre che per le caratteristiche di contabilità, temporaneità e adattamento, anche per la loro capacità di garantire un riparo sicuro anche in condizioni climatiche e ambientali particolarmente ostili. Questi precursori dell'abitare la temporaneità, sono portatori dei principi progettuali per l'architettura

d'emergenza e temporanea, e sottolineano l'importanza di utilizzare materiali e tecnologie appropriate, adatte al luogo e alle persone.

2.2. LE ESPERIENZE MODERNE

La produzione industriale e la conseguente crescita economica dei paesi più sviluppati, ha portato, tra la fine del XIX secolo e la prima metà del successivo, alla nascita di nuove tecnologie costruttive e di efficienti processi produttivi, atti a soddisfare le esigenze dell'epoca: nasce il concetto di prefabbricazione, un metodo di costruire gli edifici semplice e veloce, in grado di rispondere alla crescente domanda di alloggi, soprattutto per gli operai.

Una prima proposta di casa mobile appare nella manualistica italiana nel 1910, nelle edizioni Hoepli: si tratta di un'abitazione unifamiliare, ad una elevazione, opportunamente sezionata in un numero di parti avente dimensioni tali da poter essere trasportate su ruote.

Negli anni venti, mentre negli Stati Uniti venivano portate avanti innumerevoli sperimentazioni sul tema di casa concepita come insieme di più parti assemblate, in Francia, Le Corbusier profetizzava la diffusione della "Casa macchina" e ideava la "Maison Voisin", prototipo di una nuova tipologia di unità abitativa, frutto dell'integrazione tra alloggio minimo e automobile.

E' proprio questo momento che segnò l'avvento dell'architettura d'emergenza, di abitazioni intese come veri e propri kit di montaggio, che possono essere assemblati ovunque.

Primi esempi sono la "House of Tomorrow" e la "Cristal House", ideate dai fratelli Keck: edifici con strutture in acciaio e pareti vetrate, dotati di un sistema di riscaldamento e condizionamento dell'aria autonomo.

Durante la Seconda Guerra Mondiale, la richiesta continua di alloggi per le truppe, spinse gli architetti dell'epoca a cimentarsi nello studio e nello sviluppo di costruzioni temporanee: simbolo di questo periodo fu la Dymaxion Dwelling Machine (Fig.2.2), ideata da Buckminster Fuller, che poteva essere spedita ovunque e montata in poche ore; l'idea fu considerata troppo avveniristica per il tempo e ne fu realizzato solo un prototipo nel 1946.



Fig.2.2 - Dymaxion Dwelling Machine

Le ricerche e le sperimentazioni che si susseguirono negli anni '30 e '40, basate sul principio della transitorietà, mobilità, flessibilità e smontabilità, sono state effettuate soprattutto per conto delle forze dell'ordine o di enti di protezione civile, interessati ad edifici temporanei, in relazione alle calamità naturali o situazioni di emergenza.

Il conflitto lasciò, tra le sue innumerevoli conseguenze, una grave crisi di alloggi, dovuta all'inattività edilizia del periodo bellico, la quale portò all'introduzione di agevolazioni per i produttori di case prefabbricate ad uso temporaneo, ma, nonostante ciò, il pubblico rimase diffidente nei confronti di tali abitazioni, tanto che la produzione non superò il 9%.

Nonostante tutto, l'impegno dei progettisti dell'epoca continuò in questa direzione: l'esempio più significativo fu il francese Jean Prouvé, il quale grazie all'esperienza fatta negli anni '30 su costruzioni industriali in acciaio, era in grado di seguire tutte le fasi relative al processo edilizio, dal progetto fino al montaggio in opera dell'abitazione.

Prouvé propose soluzioni progettuali innovative, sperimentando l'impiego di componenti e semilavorati industriali per la produzione di costruzioni per le emergenze: il modulo abitativo, conosciuto come Pavillon 6x6 (Fig.2.3; Fig.2.4), venne

realizzato con una struttura di lamiera in acciaio, composta di due mezzi portali collegati ad una trave reticolare di colmo, copertura in lamiera, tamponature e pavimento in legno resero questa costruzione totalmente montabile e smontabile.

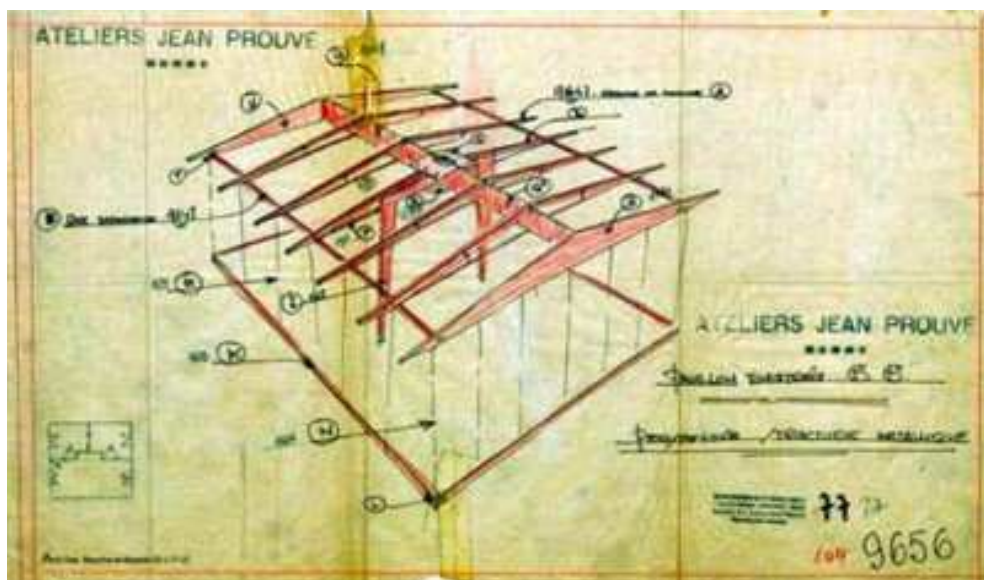


Fig.2.3 - Pavillon 6x6



Fig.2.4 - Pavillon 6x6

Altra figura molto importante nel campo delle costruzioni temporanee fu Karl Koch, che nel 1945 progettò Acom, la prima casa “pieghevole”, concepita per una produzione in serie da realizzare in officina: l'originalità consisteva nel fatto che la casa, completa e ripiegata su se stessa, veniva caricata su un rimorchio e trasportata nel luogo designato, dove veniva solo dispiegata e fissata al suolo.

Il ventennio compreso tra la metà degli anni '60 e i primi anni '80, portò una notevole fioritura di idee, progetti e prototipi sperimentali, che coinvolse i più grandi progettisti del periodo: alla base di questa nuova tendenza non vi fu soltanto una motivazione di tipo funzionale, ma una vera e propria rivoluzione ideologica, un bisogno di uno stile di vita innovativo, che si svincolasse dai tradizionali canoni comportamentali. Le esperienze condotte in questo periodo dettero una forte spinta all'innovazione dei processi costruttivi e delle tecnologie edilizie.

Vanno sicuramente ricordati la casa pieghevole in plastica di K.A.Rohe, le unità abitative di Alberto Roselli e Marco Zanuso, in collaborazione con Fiat, e il Tilted Box di Kisho Kurokawa (Fig.2.5).

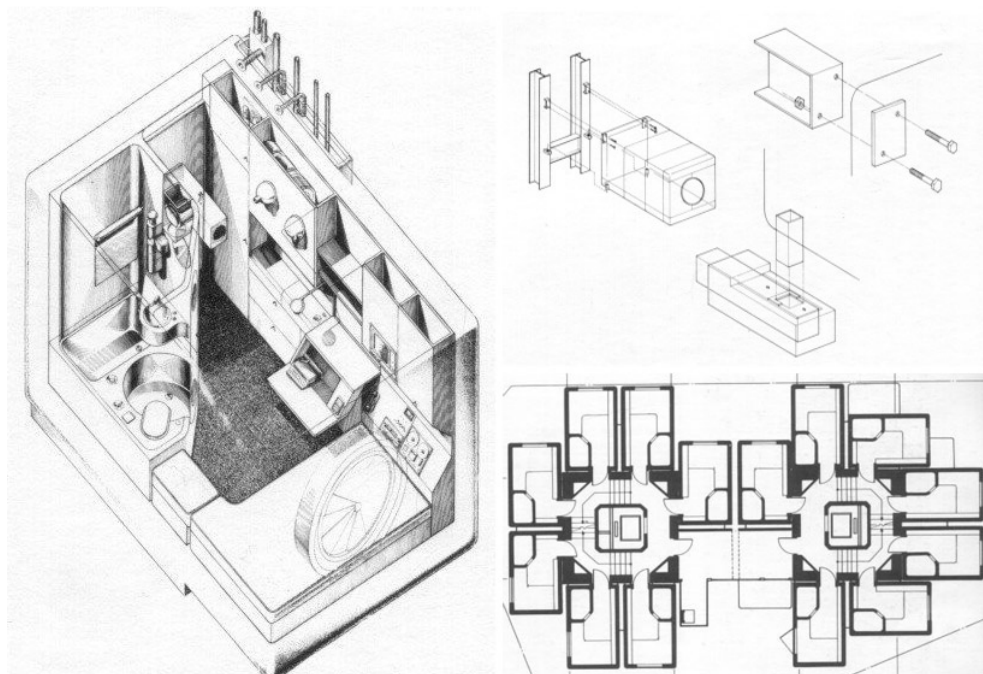


Fig.2.5 - Tilted Box

Sul finire degli anni '70, avviene il superamento della logica dell'oggetto finito, assemblato in officina, in cui manca totalmente l'articolazione tra i singoli manufatti ed una logica integrazione con l'ambiente circostante, passando alla progettazione di sistemi residenziali integrati, capaci di rappresentare la complessità dell'abitare e l'adattabilità al luogo ed alle esigenze dell'utenza.

L'insediamento provvisorio viene concepito non più come un aggregato eterogeneo ma come un sistema integrato di unità funzionali, in grado di costituirsi come habitat.

Esempi emblematici di questo nuovo approccio, sono gli esiti di due ricerche progettuali condotte in Italia tra gli anni '70 e '80: il Ca.Pro Provvisorie, del 1978, progettato dal gruppo Donato, Guazzo, Platania e Vittoria, su commissione di Tecnocasa, ed il Sapi, Sistema Abitativo di Primo Impiego, nato nel 1982, da un'idea di P.L.Spadolini, quest'ultimo è ancora oggi considerato da alcuni responsabili della Protezione Civile, come il fiore all'occhiello degli alloggi provvisori per l'emergenza in Italia.

Inizia ad affermarsi in questi anni il concetto del "do it yourself", ossia la possibilità di un'attiva partecipazione delle stesse vittime della calamità nella costruzione delle abitazioni, le quali risultano sempre più realizzate interamente in officina, ed assemblate in loco, con ampie capacità di modificare la propria configurazione.

Sintesi di ciò è la Paper Log House, la casa dei tronchi di carta, ideata dall'architetto giapponese Shigeru Ban, nel 1995 per i terremotati di Kobe: un alloggio provvisorio estremamente innovativo, caratterizzato dall'utilizzo di materiali riciclati e riciclabili, quali cassette di birra e tubi di cartone.

Su un principio molto simile, si basa il progetto italiano C.L.E.A. (Casetta in Legno per Emergenze Abitative) nato nel 1999, dalla collaborazione tra la Cispel Toscana, l'Istituto Nazionale per la Ricerca sul Legno del CNR e l'Agenzia Regionale per lo Sviluppo Agricolo Forestale: il risultato fu un manufatto che, nonostante ricordasse le casette leggere in legno, era caratterizzato da un'estrema rapidità e facilità di montaggio.

Ad oggi la progettazione di alloggi minimi, essenziali, è una pratica che risulta sempre più frequentata e approfondita dagli architetti e che ha espresso anche fecondi esiti in

molteplici concorsi legati alla necessità di realizzare residenze temporanee sia urbane sia destinate a fronteggiare catastrofi naturali.

Migliaia di professionisti hanno posto e, stanno ponendo al centro della loro ricerca, il tema dell'edilizia residenziale prefabbricata e "smontabile", montata a secco e al contempo "sostenibile", anche nella realizzazione di alloggi privati, edifici scolastici ed ospedali.

2.3. ESEMPI DI ARCHITETTURA TEMPORANEA

Uno degli esempi moderni più celebri di abitazioni temporanee è il progetto Keetwonen, ad Amsterdam (Fig.2.6): realizzato nel 2005, prevede la realizzazione di mille alloggi in 17 mila mq, una specie di quartiere universitario, con spazi pubblici quali giardini, campi per lo sport e spazi per il commercio.

Le abitazioni sono realizzate con containers, dotati di un proprio bagno, una cucina, un balcone, una camera da letto separata e una sala studio, grandi finestre che forniscono luce naturale e un sistema di ventilazione automatica con velocità variabile.



Fig.2.6 - Progetto Keetwonen

Altro celebre esempio è il progetto di riqualificazione del quartiere Newhall, : si tratta di 84 abitazioni ad alta efficienza e alta densità, progettate per reinventare l'architettura delle periferie sfruttando le costruzioni prefabbricate in legno e scegliendo la qualità degli spazi.

Questo schema completa il progetto South Case, la prima fase del pluripremiato progetto Newhall ad Harlow, nell'Essex, per la riqualificazione della periferia della città, reinterpretando l'architettura rurale di questo territorio(Fig.2.7;Fig.2.8;Fig.2.9).

Il progetto è firmato dal team Alison Brooks Architects ed è recentemente entrato a far parte della rosa dei finalisti per il RIBA Stirling Prize 2013.

Le costruzioni prefabbricate in legno ed un masterplan, altamente efficiente, hanno permesso a South Case di sviluppare una nuova e più sostenibile tipologia di alloggio suburbano, dove la flessibilità degli open-space, si integra con gli spazi esterni per aumentare la luce ed ampliare la percezione degli interni nonostante le dimensioni contenute.



Fig.2.7 - Progetto Newhall ad Harlow



Fig.2.8 - Progetto Newhall ad Harlow



Fig.2.9 - Progetto Newhall ad Harlow

L'architettura temporanea non riguarda soltanto l'edilizia residenziale: ne è un esempio la Basketball Arena, realizzata in occasione dei giochi olimpici di Londra 2012 (Fig.2.10;Fig.2.11). Si tratta della più grande struttura agonistica temporanea della storia dei Giochi Olimpici, con i suoi 115 metri di lunghezza e 35 metri di altezza, completamente rivestita da una membrana bianca in PVC.

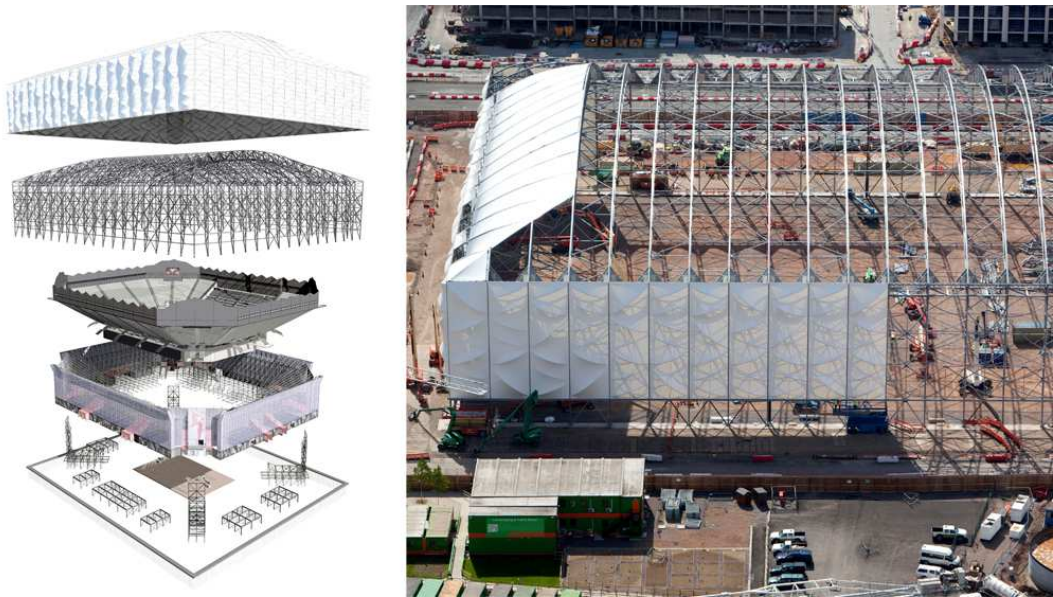


Fig.2.10 - Basketball Arena, Londra

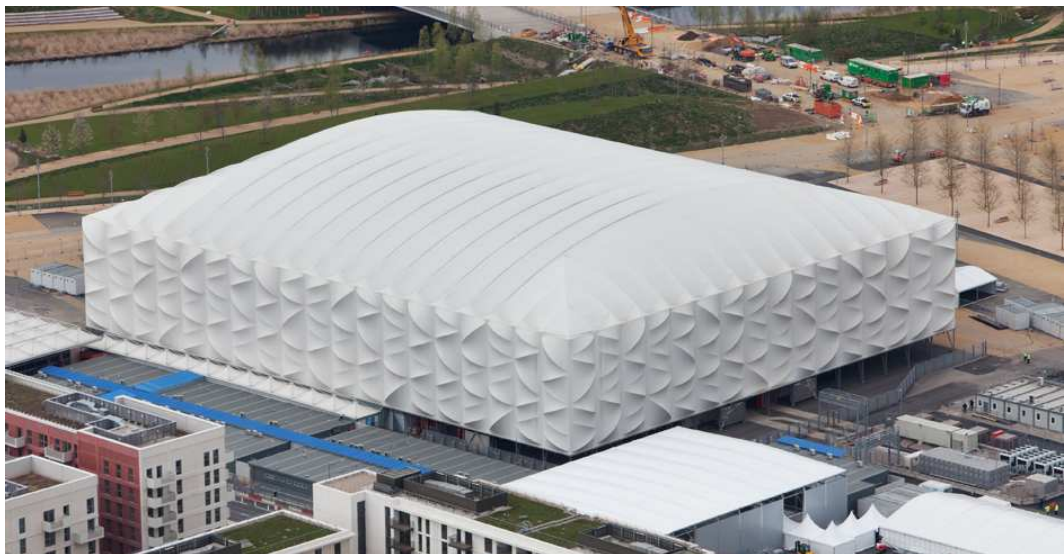


Fig.2.11 - Basketball Arena, Londra

Altro celebre esempio è l'Aquila Temporary Concert Hall, opera dall'architetto Shigeru Ban, realizzata nel 2010 in seguito al terremoto che colpì la città (Fig.2.12). Nota per la caratteristica di poter essere smontata e ricostruita altrove, si tratta di una sala concerti, realizzata grazie al contributo del governo giapponese: è composta da una sala ellittica inscritta diagonalmente in un quadrato di 25 metri per lato e sormontata da una copertura a piramide ribassata che regge su un perimetro di 44 pilastri. L'intera struttura è stata concepita in acciaio mentre i rivestimenti sono costituiti da sacchi d'argilla espansa e rivestiti in cartone precompresso, da cui il nome dell'auditorium.



Fig.2.12 - Temporary Concert Hall, L'Aquila



Fig.2.12 - Temporary Concert Hall, L'Aquila

2.4. TECNICHE COSTRUTTIVE E MATERIALI

L'architettura temporanea e di emergenza richiede forte controllo ed organizzazione di tutte le fasi del processo edilizio: dal reperimento delle materie prime , fino all'organizzazione del trasporto , del montaggio, dello smontaggio e del riciclo.

La scelta progettuale deve considerare le specifiche esigenze e caratteristiche locali, privilegiando soluzioni semplici e sostenibili, senza trascurare le doti di reversibilità e riciclabilità dei suoi elementi.

Le tecniche costruttive possono variare dalle più semplici, a basso contenuto tecnologico, che permettono di migliorare l'aspetto sociale ed economico della costruzione, a soluzioni innovative, altamente performanti, che permettono la realizzazione di unità abitative in luoghi particolarmente ostili, arrivando in loco già montate o pronte da montare, con semplici connessioni.

Fattori caratterizzanti la scelta della tecnica costruttiva da adottare, sono la rapidità di assemblaggio della struttura, unita alle esigenze di comfort abitativo e riduzione dei costi di realizzazione: il metodo che meglio rappresenta quanto appena detto è la tecnica stratificata a secco.

2.4.1.TECNICA COSTRUTTIVA A SECCO

La tecnica costruttiva a secco è la più utilizzata nel campo dell'architettura temporanea e per l'emergenza: si tratta di una tecnica costruttiva in cui il manufatto edilizio è realizzato attraverso l'unione di due o più componenti diversi, con tecnologie di giunzione di tipo meccanico, resi solidali attraverso una precisa logica costruttiva senza l'impiego di materiali destinati a consolidarsi dopo la posa, come collanti e sigillanti.

I componenti, già finiti dal punto di vista formale, in quanto precedentemente lavorati, vengono assemblati in opera; tale processo impone che, in sede di progettazione delle componenti, sia risolto il problema del collegamento e dell'integrazione tra gli elementi costruttivi, sia sotto il profilo formale che tecnico.

Tale tecnica rappresenta un punto di riferimento per dare risposte concrete alle esigenze del moderno costruire, chiamato a confrontarsi con le seguenti problematiche:

- ridurre i tempi di costruzione e sovrapporre la fase di progettazione con quella di costruzione;
- raggiungere un alto livello di flessibilità d'uso dell'edificio realizzato.

La possibilità di progettare e realizzare le parti dell'edificio in luoghi differenti per assemblarle successivamente in cantiere in tempi brevi, unita alla maggiore facilità nella sostituzione degli elementi eventualmente degradati, porta a considerare tale tecnica, una componente fondamentale della progettazione delle opere temporanee, in grado di limitare al massimo i tempi morti nella realizzazione, che provocano inevitabilmente l'innalzamento dei costi di costruzione.

Rispetto alle altre realtà europee, quali la Germania, la Svizzera e la Francia, nel nostro paese le costruzioni sono incentrate sul sistema costruttivo in latero-cemento; solo negli ultimi anni il sistema a secco sta cominciando ad espandersi, ma con molta difficoltà.

La costruzione a secco è un metodo innovativo, che rivoluziona il modo di concepire l'azione stessa del costruire, coinvolgendo l'intera filiera dell'edilizia: dal legislatore, al progettista, dal produttore e al costruttore.

I principali vantaggi di questo sistema costruttivo sono:

- utilizzo di materiali ecocompatibili e in buona parte riciclabili
- tempi e i costi di realizzazione ridotti
- limitazione del consumo di acqua ed energia nella fase del cantiere
- isolamento termico e acustico è ottimale
- i prodotti utilizzati sono certificati, di alta qualità e garantiscono prestazioni elevate
- la libertà di espressione estetica e architettonica è molto ampia
- le prestazioni antisismiche sono ottime
- le strutture sono flessibili, integrabili e modificabili nel tempo
- il confort abitativo è ottimale

2.4.2. IL LEGNO

Il legno offre un'ampia gamma di sistemi costruttivi adottabili in base alle esigenze ed alle necessità; di seguito vengono riportate le varie tipologie di costruzione.

Sistema costruttivo massiccio - Blockbau

Le costruzioni sono costituite da elementi massicci disposti orizzontalmente che, assemblati per comporre una parete, assolvono sia funzione portante che di irrigidimento. Il legno massiccio è quello che presenta maggiore tradizione in edilizia e, attualmente, è utilizzato per interventi di recupero e/o sostituzione di strutture esistenti. Il vantaggio di un elemento in legno massiccio è che la sua struttura, rispetto alla materia prima, ha subito poche modifiche, ed i collegamenti possono essere realizzati mediante intagli o connessioni di carpenteria (Fig.2.13).

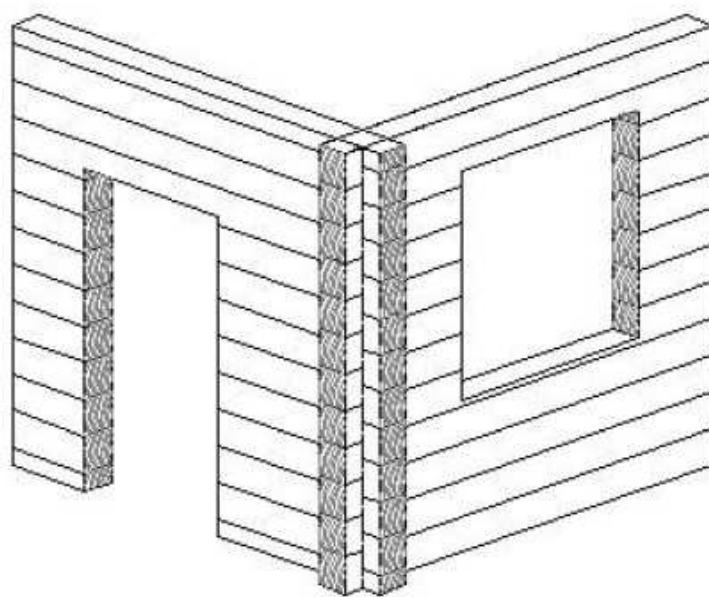


Fig.2.13 - Sistema costruttivo massiccio

Nella progettazione di costruzioni massicce, si deve tener adeguatamente conto delle caratteristiche particolari del materiale e della trasmissione degli sforzi al suo interno.

Sistema costruttivo ad ossatura portante di legno

Uno dei primi modi di costruire edifici, consisteva nell'interrare pali verticalmente e collegarli l'uno con l'altro mediante traversi. Le pareti tra questi pali venivano completate con intrecci ed argilla.

Le costruzioni ad ossatura portante di tipo moderno, sono state realizzate sin dalla fine degli anni '60 per lo più in Europa, ed in Giappone dall'inizio degli anni '80.

Lo sviluppo del legno lamellare incollato, permetteva l'utilizzo di elementi di sezione notevole e quindi l'aumento delle dimensioni del reticolo in pianta, che creava ampi spazi per la concezione dello spazio interno ed il suo utilizzo (Fig.2.14).

In queste costruzioni, le colonne e le travi, possono essere disposte a grande interasse, per poter inserire facciate e pareti divisorie. Sopra o in mezzo alla struttura portante principale, sono inseriti gli elementi portanti secondari, che possono essere travi e puntoni per grandi luci, mentre per luci ridotte i più utilizzati sono tavoloni o pannelli a base legno.

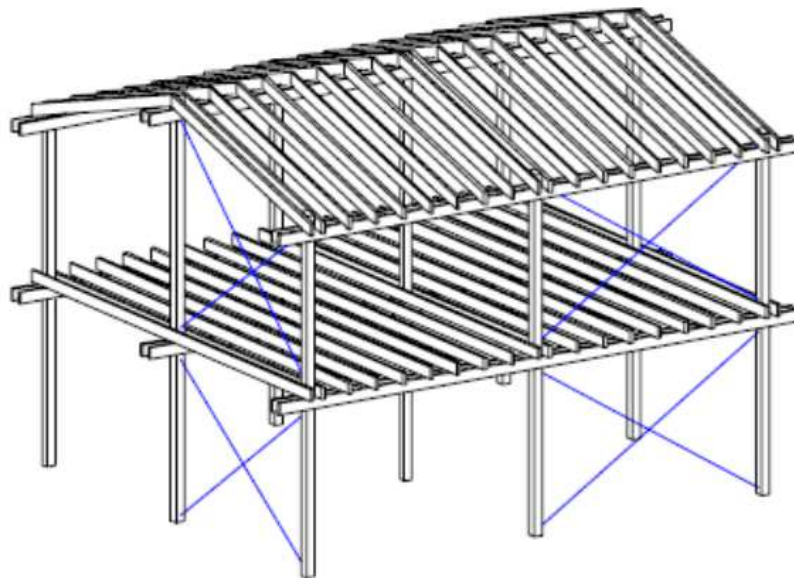


Fig.2.14 - Sistema costruttivo ad ossatura in legno

Facciate e pareti divisorie non assorbono alcuna forza verticale nelle costruzioni ad ossatura portante di legno, ma possono essere utilizzate come irrigidimento.

I tamponamenti possono essere realizzati con sistemi costruttivi come elementi intelaiati, elementi di legno compensato di tavole, costruzioni con vetro ma anche murature. La maggior parte degli edifici ad ossatura portante, è realizzata secondo un reticolo orizzontale e, spesso, anche secondo uno verticale che stabilisce la disposizione degli elementi e la distribuzione degli spazi; inoltre, definisce la posizione delle colonne portanti e la lunghezza delle travi e quindi le luci libere nella direzione portante principale ed in quella secondaria.

Sistema costruttivo a traliccio di legno

Le costruzioni a traliccio si sono sviluppate in quelle Regioni dove il legno non era disponibile nella quantità necessaria, ad esempio, per le costruzioni massicce.

Senza le attuali capacità di trasporto, l'impiego dei materiali da costruzione si orientava generalmente secondo la loro provenienza geografica. Perciò esistono molte costruzioni a traliccio in Europa dell'est e centrale, ma anche in Inghilterra, Germania settentrionale, Danimarca e Olanda (Fig.2.15).

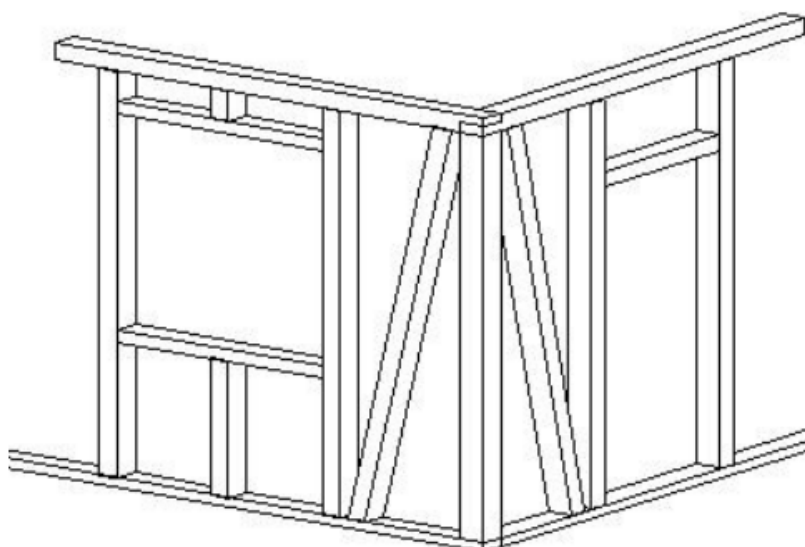


Fig.2.15 - Sistema costruttivo a traliccio in legno

Le peculiarità delle costruzioni a traliccio sono:

- libertà nell'organizzazione architettonica: l'ossatura portante viene rivestita da entrambi i lati o rimane a vista da un lato solo;
- possibilità di edifici ad un piano o multipiano;
- impiego prevalente di connessioni senza elementi meccanici di collegamento (connessioni di carpenteria) con incastri e sovrapposizioni;
- gli elementi portanti hanno sezioni di grande dimensione e di forma squadrata;
- tempi di realizzazione relativamente brevi;
- strutture relativamente facili da erigere.

Le moderne e precise macchine a controllo numerico, insieme alle nuove conoscenze e metodologie riguardo l'essiccazione del legno, rendono le costruzioni a traliccio economicamente competitive. Gli incastri, in questo tipo di costruzione, sono collegamenti economicamente più vantaggiosi rispetto a lamiere o elementi di forma particolare in acciaio, a causa del fatto che i collegamenti vengono sollecitati poco, in quanto gli elementi di legno sono ad interasse piccolo gli uni dagli altri. Inoltre nelle costruzioni a traliccio la trasmissione dei carichi verticali avviene direttamente mediante giunti a contatto.

La distinzione tra costruzioni ad ossatura portante di legno e costruzioni intelaiate di legno è determinata dal fatto che, nelle costruzioni intelaiate, vengono realizzate lastre per le quali non c'è alcuna separazione tra elementi portanti e di tamponamento, mentre,

nelle costruzioni ad ossatura portante, i carichi vengono assorbiti da elementi strutturali di tipo lineare, che possono rimanere a vista indipendentemente dagli elementi di tamponamento.

Sistema costruttivo ad intelaiatura di legno – Platform Frame

Mentre nelle costruzioni a traliccio e ad ossatura portante, come detto in precedenza, i carichi vengono assorbiti da elementi di tipo lineare, nelle costruzioni intelaiate ci si trova di fronte ad un sistema costruttivo a lastre, per il quale gli elementi portanti non sono separati da quelli di irrigidimento e tamponamento (Fig.2.16).

La definizione di “costruzione intelaiata di legno” deriva dall’inglese “timber frame”, ossia telaio di legno. L’ossatura portante, con montanti disposti a distanza piuttosto ravvicinata, il telaio di legno appunto, viene rivestito con pannelli per costituire così una lastra, di sezioni e materiali standard, connessi mediante semplici mezzi di collegamento come chiodi, cambrette e bulloni.

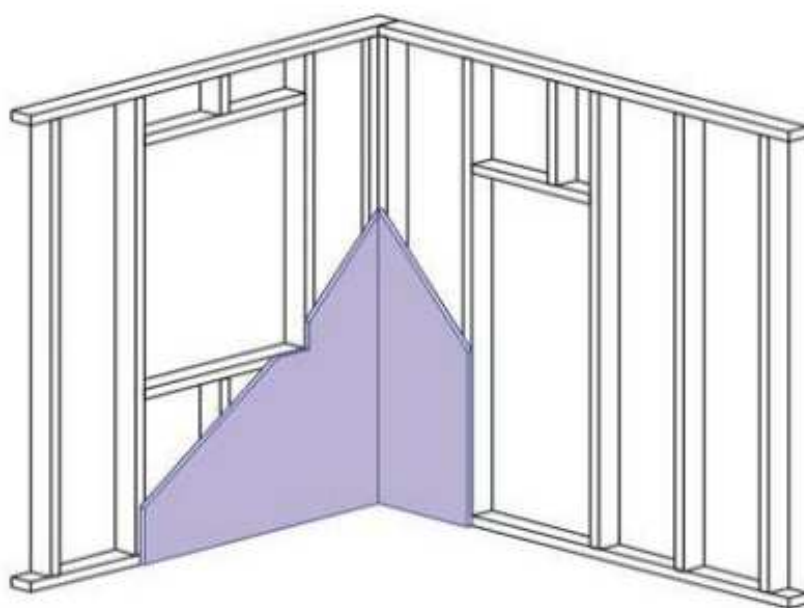


Fig.2.16 - Sistema costruttivo Platform -frame

Le pareti vengono realizzate come elementi composti, costituiti da un’ossatura portante con montanti verticali e telai, rivestiti con materiali a base legno o gesso, che collegano i montanti ai telai.

I montanti assorbono generalmente i carichi verticali provenienti dalla copertura e dai solai di piano e inoltre, quelli disposti lungo le pareti esterne, assorbono anche i carichi

orizzontali agenti sulle pareti stesse, mentre il rivestimento assorbe essenzialmente i carichi agenti nel piano della lastra e viene a sua volta stabilizzato all'imbozzamento degli stessi montanti.

Successivamente, con l'avvento dei pannelli truciolati e di compensato, le tavole del rivestimento strutturale delle strutture intelaiate sono state rimpiazzate dai pannelli sottili, tra cui i pannelli a trucioli allungati, più noti come pannelli OSB (Oriented Strand Board).

Questo sistema di formare pareti e solai è però da definire come tradizionale e presenta caratteristiche tecniche e prestazioni meccaniche ridotte rispetto agli elementi eseguiti con elementi di pannelli sottili, in particolar modo per quanto concerne la rigidità nel piano dell'elemento. Quindi, solitamente, si riserva questo tipo di strutture per costruzioni dalle dimensioni comunque limitate all'edilizia di abitazione più tradizionale e con un numero di piani limitato.

Struttura in XLAM

La parete della struttura intelaiata è prevista come elemento continuo e senza interruzioni importanti. Ogni apertura presente nella parete rappresenta, quindi, un'interruzione dell'elemento strutturale e deve essere analizzata e studiata nel dettaglio.

In presenza di aperture sulle pareti, quindi, la distribuzione delle sollecitazioni non può più essere considerata uniforme su tutta la lunghezza dell'elemento di parete. In particolar modo, in prossimità delle aperture, si presenta una concentrazione di sollecitazioni tanto più importanti quanto più grande è l'apertura stessa. Visto che la discesa delle forze verticali avviene esclusivamente tramite i montanti della parete, queste concentrazioni di sollecitazioni in prossimità delle aperture non hanno un effetto solo locale, ma si presentano su tutti gli elementi di parete di livello inferiore. Il principio dell'introduzione dell'architrave si presta quindi molto bene finché l'edificio presenta un numero di piani limitato, o finché le aperture sulle pareti si trovano nella medesima posizione, permettendo quindi di rinforzare la parete in un numero di punti ridotto.

La costruzione intelaiata rappresenta, quindi, una tipologia strutturale basata sulla realizzazione di una struttura composta da elementi di solaio e di parete, quindi elementi piani, ma non può essere definita come una tipologia strutturale basata su elementi strutturali piani.

L'XLAM ha colmato questa lacuna, ed ha introdotto, anche nelle costruzioni di Legno, la possibilità di disporre di elementi strutturali massicci, piani e di grandi dimensioni. Agli elementi strutturali lineari di legno si aggiunge la possibilità di concepire, progettare e realizzare strutture formate da elementi portanti piani, riunendo nell'unico elemento massiccio le funzioni di piastra e di lastra (Fig.2.17).

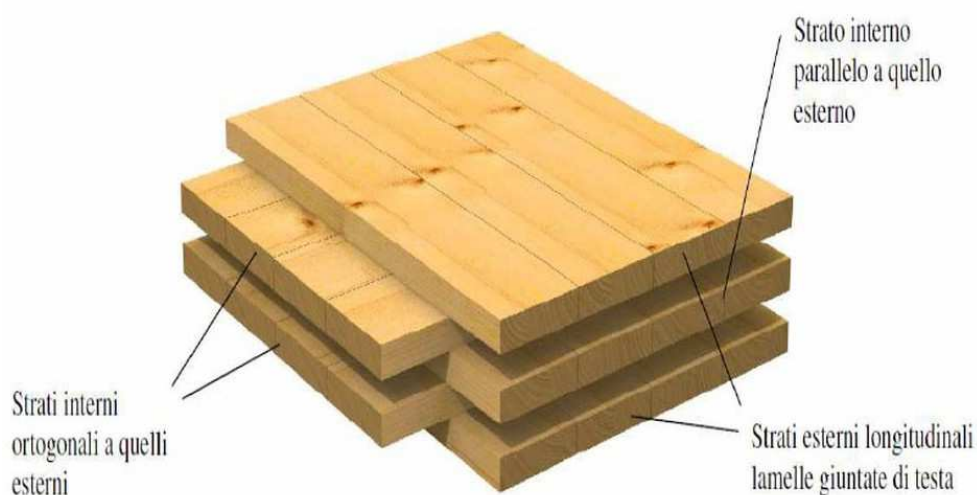


Fig.2.17 - Sistema costruttivo XLAM

2.4.3. L'ACCIAIO

Le strutture a secco in acciaio hanno avuto una grande evoluzione negli ultimi anni, dovuta soprattutto all'introduzione di materiali innovativi nel campo dei pannelli di tamponamento. Costruire con strutture a secco in acciaio, rende possibile abbattere drasticamente i tempi di cantiere ed esplorare soluzioni ardite, realizzando anche strutture aventi forme differenti(Fig.2.18).

Si tratta di edifici con struttura a scheletro in acciaio, alla quale vengono ancorati i pannelli di tamponamento, aventi caratteristiche tecniche ed efficienza molto elevati: i più utilizzati sono i pannelli sandwich, che, oltre alle loro caratteristiche di leggerezza ed isolamento termico, presentano velocità di assemblaggio e riduzione dei costi.



Fig.2.18 - Sistema costruttivo a secco in acciaio

2.4.4. IL BAMBU'

Definito anche “acciaio vegetale” per la sua resistenza a trazione, compressione e flessione, il bambù è facile da lavorare, rinnovabile, esteticamente gradevole e facilmente trasportabile. Può essere utilizzato per realizzare tutti gli elementi strutturali di un edificio, collegandoli tra loro con connessioni a secco, che vanno dall'uso di corde a elementi metallici.

Da tempo utilizzato in Asia, il Bamboo sta prendendo piede come materiale da costruzione ecosostenibile anche in Europa, tanto che, a livello mondiale, esiste un movimento di architetti, eco designer ed interior designer, che sostiene a pieno l'utilizzo del bambù. Tra i numerosi vantaggi del bambù c'è il prezzo, infatti gli edifici realizzati con questo materiale costano un terzo rispetto a quelli tradizionali.

Il bamboo è molto utilizzato a livello mondiale e per l'architettura contemporanea ci sono due scuole principali, che sono quella colombiana capitanata da Simon Velez(Fig.2.19) e quella asiatica di Shigeru Ban e Rocco Yim, che hanno caratteristiche differenti.



Fig.2.19 - ZERI, Padiglione per l'Esposizione Universale di Hannover,
Simon Velez, 2010

2.4.5. I MATERIALI DI RICICLO

Il settore dei materiali di riciclo e dei prodotti di scarto riscuote molto interesse, sia nel mondo dell'industria che dall'opinione pubblica, grazie ai suoi vantaggi energetici, economici ed ambientali.

La plastica, il vetro, la carta e la gomma si possono riutilizzare in vari modi e sotto varie forme, con processi di lavorazione più o meno complessi.

In architettura sono molteplici gli esempi di riciclo di materiali di scarto: dai blocchi in plastica che prendono forma una volta riempiti d'acqua, progettati da Kengo Kuma nel 2008 ed esposti al MoMa di New York (Fig.2.20), al riciclo dei copertoni usati, come presentato dall'azienda newyorkese Re-Tread Products, grazie al quale è possibile realizzare edifici economici e resistenti alle sollecitazioni sismiche, per finire con il vetro, sottoforma di bottiglie, e le macerie, con le quali lo studio cinese Jiakun Architects ha sviluppato un sistema costruttivo che utilizza mattoni formati da paglia, detriti e cemento.



Fig.2.20 - Water Block Home, Kengo Kuma, New York, 2008



Fig.2.21 - Tir LogTM House, Re-Tread Products



Fig.2.22 - Mattoni Re-birth

2.4.6. L'INVOLUCRO ESTERNO

Ciò che fa la differenza nelle costruzioni a secco è l'ampia varietà di materiali utilizzati per realizzare l'involucro esterno della struttura: partendo dal legno, fino ad arrivare ai materiali polimerici, passando per i metalli e i materiali organici, è immensa la varietà di pannelli di tamponamento e solai prefabbricati che offre il mercato; di seguito ne riportiamo alcuni esempi.

- Pannelli sandwich: sono realizzati tramite lamiera grecata, sagomata sul lato esterno e liscia all'interno, contenenti un'anima in poliuretano rigido o EPS; si tratta di pannelli autoportanti, fissati alla struttura con semplici viti che possono essere usati sia come involucro verticale che orizzontale(fig.2.19);

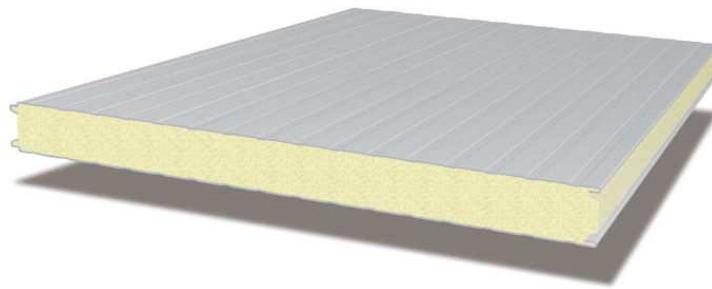


Fig.2.19 - Pannello sandwich

- Pannelli strutturali in alluminio: sono pannelli incombustibili, leggeri, rigidi, resistenti al calore e totalmente riciclabili; vengono utilizzati soprattutto nel rivestimento di facciate e controsoffitti, e possono essere rivestiti con materiali di diversa natura(Fig.2.20);

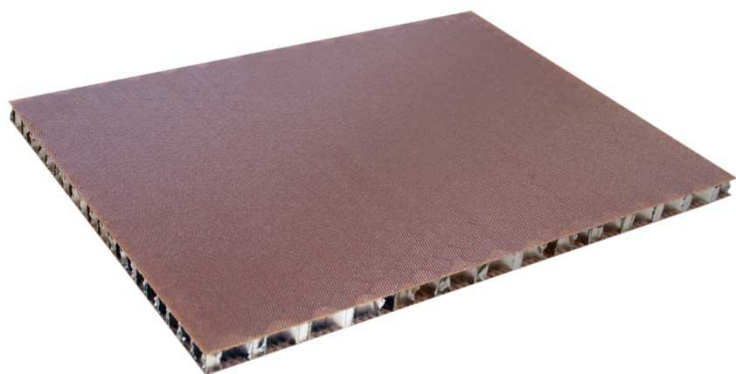


Fig.2.20 - Pannello strutturale in alluminio

- Lastre di polycarbonato alveolare: questo tipo di pannelli offre elevati standard qualitativi, notevole trasparenza e grande resistenza meccanica e alla corrosione; essendo un prodotto di natura polimerica è facilmente plasmabile, igienico e leggero(Fig.2.21);

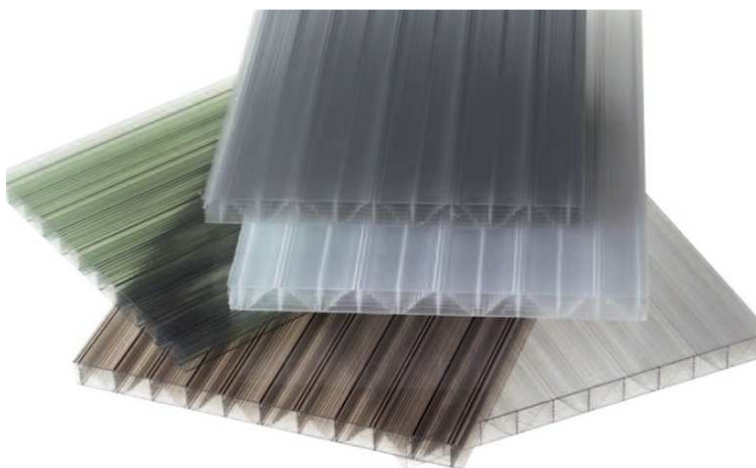


Fig.2.21 - Lastre in polycarbonato

- Pannelli in legno: sono tra i più utilizzati per la loro efficienza strutturale, con ottime caratteristiche antisismiche e di coibenza termica; le tecnologie moderne consentono di ottenere pacchetti murari con elevate prestazioni, autoportanti, in grado di poter essere sagomati in fabbrica e semplicemente posizionati in cantiere. Il tipo di lavorazione del legno e la scelta del materiale isolante garantiscono un'ampia varietà di prodotti(Fig.2.22).

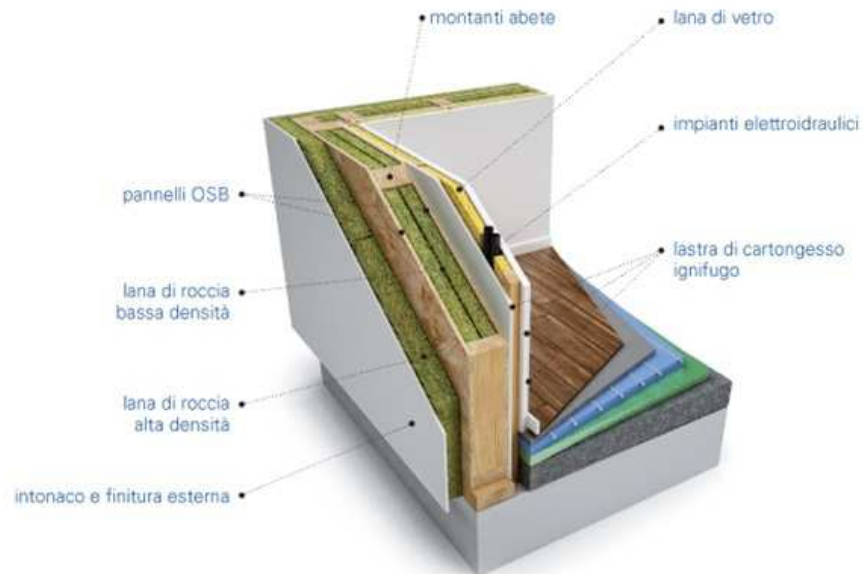


Fig.2.13 - Pannello di tamponamento in legno

- Sistemi parete: Si tratta di pannelli prefabbricati, realizzati grazie ad una struttura interna in lamiera, alla quale vengono fissati pannelli di tamponamento, con interposta un'intercapedine contenente materiale isolante; si tratta di un'alternativa ai tradizionali materiali da costruzione per pareti esterne e facciate(Fig.2.23).

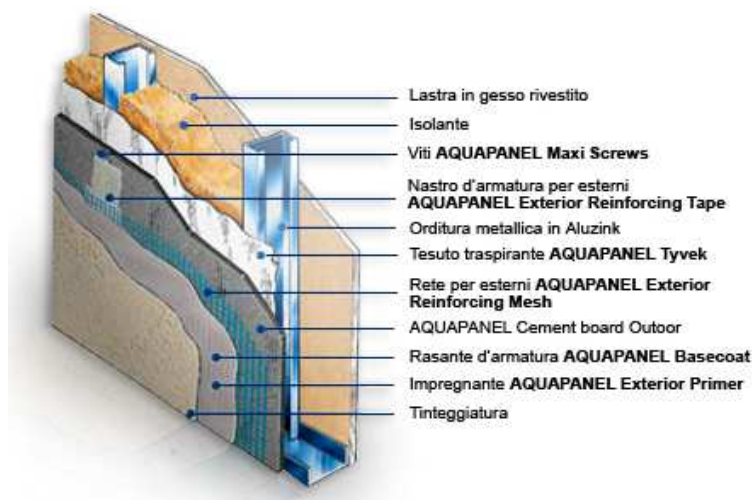


Fig.2.23 - Sistema Parete KNAUF Aquapanel

A tale classificazione va aggiunta la molteplicità di materiali da poter utilizzare come isolante: la scelta di tale materiale è basata principalmente su fattori economici e sulla possibilità di reperire materie prime.

Si passa infatti dall'utilizzo di materiali sintetici innovativi, come i pannelli termo e fono isolanti in fibra di vetro, prodotti da molte ditte, che offrono alte prestazioni con spessori ridottissimi, all'utilizzo di materiali naturali quali la terra o la paglia(Fig.2.24), che garantiscono soluzioni economiche, facilmente reperibili e dotati di ottime caratteristiche termoacustiche e meccaniche.



Fig.2.24 - Sistema parete in paglia

3. IL MATERIALE LEGNO

3.1. CENNI STORICI

Il legno è stato uno dei primi materiali a cui l'architettura si è rivolta ed era l'unico che poteva indifferentemente essere impiegato a compressione, a trazione e, soprattutto, a flessione. In relazione alla diffusione del patrimonio boschivo il legno ha svolto ruoli diversificati: da materia esclusiva per l'integrale realizzazione delle dimore a materiale con specifiche funzioni come la costruzione di solai e coperture.

Le costruzioni preistoriche centro-europee erano formate dalla successione ravvicinata di pali in legno infissi nel terreno a cui hanno fatto seguito costruzioni a telaio ligneo dove gli elementi portanti verticali erano costituiti da pali-pilastri, delineando i fondamentali tipi strutturali per le costruzioni lignee.

La scarsa durabilità del legno, rispetto alle costruzioni in pietra, ha però cancellato il patrimonio edilizio in legno presente nei centri urbanizzati del mondo antico; dell'architettura egizia rimangono le grandiose e note opere monumentali ma poco conosciamo dei fitti nuclei di dimore in legno, canne e fango che le circondavano.

Nell'architettura greca antica il legno trova impiego essenzialmente nelle coperture dei templi; pur avendo la configurazione a falde, erano realizzate sul principio della sovrapposizione di elementi inflessi e appare quasi completamente accertato che la tecnica greca non conoscesse l'uso della capriata.

Nell'architettura romana il legno è ancora utilizzato per le coperture, per i solai degli edifici residenziali multipiano e per le centine delle strutture archi voltate; inoltre in epoca romana si concretizza l'uso delle fondazioni su pali in legno per edifici in muratura e l'impiego del legno nella costruzione di ponti temporanei.

Durante il Medioevo l'impiego del legno si diversifica ulteriormente in funzione della tradizione locale e delle condizioni geografiche. Nelle regioni alpine e centro-europee continua lo sviluppo della costruzione interamente in legno e quella a telaio con tamponamenti misti delle maglie.

In estremo Oriente il legno trova uso sia nella realizzazione di edifici residenziali sia di templi, con particolari e sofisticati sistemi di incastro degli elementi: in Cina si diffonde,

dagli inizi del Secondo Millennio, per gli edifici pubblici, l'uso di elementi lignei con sezioni standardizzate. Successivamente in Giappone si stabilirà, per la dimora privata, un sistema strutturale a telaio ligneo modulare.

Nel nord Europa al telaio ligneo si associano pareti in tavoloni e il telaio in elevazione si collega alle complesse strutture delle coperture. In Gran Bretagna la dimora in legno segue la tradizione del sistema a telaio, mentre le capriate per gli edifici di maggiore impegno statico adottano soluzioni molto articolate con catena rialzata ed altri artifici. Le case a telaio con tamponamento in muratura trovano diverse interpretazioni in Francia, Germania e Austria: nella Francia meridionale il telaio ligneo è spesso celato sotto l'intonaco, in Germania, viceversa, è sapientemente esibito come in Gran Bretagna. Nelle regioni dell'Est europeo la tradizione della dimora interamente in legno permane per secoli affiancandosi a quella in muratura.

Con la colonizzazione delle Americhe, sono importati i tipi costruttivi tradizionali europei della 'casa' in legno, tipo blockbau, e di quella a telaio (Paragrafo 2.3.1.1), nelle sue diverse interpretazioni, come pure i sistemi per realizzare le centine delle cupole e le capriate.

Dalle costruzioni in legno massiccio si evolverà, nel Nord America, nella seconda metà dell'Ottocento, il sistema platform frame (Paragrafo 2.3.1.1): costituito da una intelaiatura di tavoloni in legno di dimensioni standardizzate unite con chiodatura, ale sistema ha trovato ampia diffusione negli Stati Uniti nelle prime urbanizzazioni di Chicago e San Francisco, e ha continuato a trovare largo impiego nell'edificato residenziale dimensionalmente minore.

In Europa, fra Settecento e Ottocento, le strutture in legno coprono luci sempre più elevate con soluzioni strutturali spesso ibride. Quando nell'Ottocento, grazie anche al contributo della teoria delle strutture, si raggiungono elevate luci con strutture in legno quali capriate, travi reticolari rettilinee, cupole reticolari e strutture lamellari, l'introduzione della ghisa e dell'acciaio ne decretano il declino.

La situazione è rimasta tale fino alla prima metà del Novecento, quando si assiste allo sviluppo del legno lamellare che permette la realizzazione di elementi rettilinei unitari fino a quaranta metri di luce ed elementi curvilinei e strutture reticolari spaziali di grande luce. Nonostante le ampie possibilità di grandi luci con il legno lamellare, anche il legno naturale ha ritrovato nuove applicazioni soprattutto nelle regioni in cui è

rimasto vivo l'insegnamento della tradizione come in Finlandia e nel centro Europa. Analogamente in Giappone, luogo di antichissima tradizione costruttiva con il legno, diversi architetti sono attualmente impegnati nella rielaborazione delle soluzioni costruttive con questo materiale.

3.2. ORIGINE E STRUTTURA

Il legno è un materiale di origine biologica prodotto dagli alberi: da tale origine discende una natura piuttosto complessa, costituita da cellule che vengono prodotte da un apposito tessuto, situato sotto la corteccia, denominato cambio.

Le cellule del legno vero e proprio sono cave, identificate da un involucro rigido denominato parete; la loro forma è caratterizzata dall'essere diverse volte più lunga che larga, da cilindrica a fusiforme, con l'asse principale parallelo a quello del fusto dell'albero. Le pareti delle cellule, viste sulle sezioni perpendicolari al loro asse, appaiono di forma circolare e sono costituite da alcuni strati concentrici all'interno dei quali si trovano i due componenti chimici fondamentali del legno: la cellulosa e la lignina. Queste due sostanze hanno proprietà meccaniche complementari e formano una struttura composita che presenta forti analogie con il calcestruzzo armato, nella quale la cellulosa, caratterizzata dall'avere un'elevata resistenza a trazione, è organizzata in fibrille orientate parallelamente all'asse della cellula, e la lignina, sostanza dura, adesiva e compatta, funge da riempimento conferendo solidità al tutto.

Il cambio è il principale tessuto responsabile dell'accrescimento dell'albero, producendo verso l'interno del fusto nuovi strati di cellule che vanno a sovrapporsi a quelli formati precedentemente. La sua attività è influenzata dall'alternarsi delle stagioni e dunque non è continua; inoltre, dopo la sosta invernale, alla ripresa primaverile il cambio produce cellule più grandi e a parete più sottile mentre nel corso dell'estate e dell'autunno produce cellule più piccole e a parete più spessa. La stagionalità dell'accrescimento, sin qui descritto a livello microscopico, si manifesta a livello macroscopico attraverso la caratteristica successione ad anelli, ciascuno corrispondente all'accrescimento di un anno, percepibile sulle sezioni trasversali dei fusti, dovuta alla differenza di colore e di compattezza o porosità fra le zone di legno primaverile e le zone di legno estivo-autunnale. La stessa differenza viene percepita sulle sezioni longitudinali, sotto forma di alternanza di linee di diverso aspetto che nel complesso viene indicata come venatura.

L'organizzazione e la forma delle cellule è sostanzialmente differente a seconda che il legno derivi da una conifera (abeti, pini, larici, ecc...) oppure da una latifolia (quercia,

castagno, pioppo, olmo, ecc...), ciò comportando anche inevitabili conseguenze nell'aspetto esteriore delle diverse specie legnose.

Nel tronco il legno di recente formazione, cioè quello della corona più esterna, è denominato alburno ed ha generalmente un colore più chiaro, mentre il legno più interno, che negli alberi maturi costituisce la maggior parte del volume del tronco, è denominato durame; esso non è che la modificazione per invecchiamento dell'alburno, da cui si differenzia per la maggior pesantezza, talvolta per il colore più scuro.

Un ulteriore elemento caratteristico del legno è la fibratura; questa corrisponde di fatto alla direzione secondo la quale sono allineate le cellule nel legno. Essa può essere dritta, cioè parallela all'asse, oppure inclinata o elicoidale.

Infine altro aspetto fondamentale che riguarda tutte le proprietà del legno e che è diretta conseguenza della sua origine biologica è quello della sua variabilità. La fonte principale di variabilità è sicuramente la specie legnosa, ma anche le differenze tra albero e albero e quelle all'interno di uno stesso tronco.

3.2.1. PROPRIETÀ FISICO-MECCANICHE

Il legno, essendo costituito da cellule cave, ha una massa volumica estremamente bassa, compresa tra 0,1 e 1,3 kg/m³, al punto che anche i legnami più pesanti utilizzati in strutture di fatto risultano essere tra i materiali più leggeri tra quelli in grado di svolgere funzione portante.

Per la natura chimica dei suoi costituenti, il legno è un materiale fortemente igroscopico, per cui tende ad assorbire o a cedere acqua in funzione della temperatura e dell'umidità relativa dell'ambiente a cui è esposto. Ciò comporta che nelle normali condizioni di esposizione, all'interno del legno esista sempre una certa quantità d'acqua legata ai suoi costituenti. Un'ulteriore conseguenza è che all'oscillazione inevitabile dei parametri termo-igrometrici dell'ambiente si accompagna necessariamente un'oscillazione del contenuto d'acqua legata ai costituenti del legno, cui consegue una sia pur minima variazione dimensionale del legno stesso. In particolare perdendo umidità, il volume del legno diminuisce, dando luogo al fenomeno del ritiro, mentre riassorbendola aumenta, dando luogo al

fenomeno del rigonfiamento. A condizioni termo-igrometriche stabili corrispondono umidità e dimensioni stabili del legno, dette condizioni di equilibrio.

A causa della sua struttura caratterizzata dalla presenza di una direzione prevalente, le variazioni dimensionali che accompagnano la perdita di umidità sono decisamente lievi in direzione parallela alla fibratura e molto più importanti nelle direzioni trasversali.

Anche le proprietà meccaniche presentano valori assai diversi a seconda della direzione lungo la quale sono determinate: prendendo come riferimento quelle in direzione parallela alla fibratura, le stesse proprietà valutate nelle direzioni perpendicolari presentano valori molto più bassi, da dieci a venti volte inferiori.

Le proprietà del legno non raggiungono in generale valori elevatissimi a confronto con gli altri materiali da costruzione, tuttavia il legno presenta un rapporto resistenza/peso particolarmente favorevole, che spiega le notevoli potenzialità e possibilità di questo materiale tali da renderlo ancora oggi sicuramente concorrenziale.

Inoltre il legno presenta un comportamento di tipo visco-elastico, ovvero sotto l'azione di carichi di lunga durata presenta anche comportamento viscoso, con conseguenti deformazioni non recuperabili elasticamente.

3.2.2. DEGRADABILITÀ

Ulteriore conseguenza dell'origine biologica del legno è la sua naturale degradabilità. Il legno è soggetto a modificazioni ed alterazioni del suo aspetto e delle sue proprietà sia per l'azione di alcuni organismi (funghi ed insetti) sia per l'azione di alcuni fattori chimico-fisici come il fuoco, essendo il legno un materiale combustibile. I normali agenti responsabili del degrado a carico degli altri materiali da costruzione tradizionali non hanno invece alcun effetto importante sul legno.

Nel caso in cui il legno sia esposto direttamente alle intemperie, il degrado è anche di tipo fisico-meccanico. La biodegradabilità del legno, se in un contesto ecologico può costituire un vantaggio, nel caso delle strutture costituisce senza dubbio un danno, potendo arrivare a compromettere parzialmente o totalmente la funzionalità strutturale e quindi la sicurezza e la fruibilità di un edificio. La soluzione a questo problema è sicuramente quella di una efficace prevenzione.

Nelle condizioni ottimali di conservazione il legno può essere considerato un materiale molto durevole, come dimostrano le numerose strutture lignee antiche giunte in piena efficienza ai giorni nostri.

3.2.3. PREGI E DIFETTI DEL LEGNO COME MATERIALE DA COSTRUZIONE

Una volta analizzate le caratteristiche del materiale, è possibile andare ad individuare i vantaggi e gli svantaggi del legno come materiale da costruzione.

Tra i vantaggi si sottolinea:

- alta resistenza a compressione e a trazione, specie se rapportata al peso limitato; la tensione di rottura a compressione supera quella dei normali calcestruzzi, mentre quella a trazione è ancora maggiore;
- leggerezza e facilità di lavorazione, che consente anche un notevole livello di prefabbricazione, un agevole trasporto ed un rapido montaggio;
- ottime prestazioni termiche ed acustiche, ad esempio a parità di spessore la resistenza termica del legno di abete è sette volte superiore a quella del laterizio;
- buon comportamento al fuoco: il legno delle strutture non è infatti la causa prima di un incendio, inoltre il fuoco si innesca meno facilmente su sezioni massicce e nel caso di un loro coinvolgimento nell'incendio si forma uno strato di carbonizzazione superficiale che ritarda la penetrazione del fuoco e garantisce un nucleo resistente;
- insensibilità quasi assoluta agli sbalzi di temperatura, tanto nei riguardi delle variazioni dimensionali, trascurabili, quanto nei riguardi dell'assenza dell'influenza dannosa che caldo e gelo manifestano sulla durata e sulla resistenza del legno;
- lunga durata, senza variazioni della sua resistenza, purchè esso sia posto in ambiente sempre asciutto.

Tra gli svantaggi si sottolinea:

- anisotropia assai marcata e cioè forte differenza di comportamento a seconda della direzione considerata;
- sensibilità notevole alle variazioni di umidità ambientale che ne provocano il rigonfiamento o il ritiro;
- facile deterioramento da parte di microrganismi e di funghi se posto in opera in ambiente umido;
- infiammabilità;
- presenza di difetti, insiti nella costituzione stessa del tessuto legnoso, che ne modificano notevolmente il comportamento e la resistenza.

4. IL PROGETTO ARCHITETTONICO

4.1. GENESI DELL'IDEA PROGETTUALE

L'idea oggetto di questa tesi, nasce dall'osservazione del crescente numero di situazioni di emergenza che si sono verificate in Italia negli ultimi anni, quali terremoti, alluvioni, ma anche afflusso costante di extracomunitari verso il nostro paese, unito alla mancanza di luoghi idonei a contrastare i disagi che tali fenomeni comportano.

L'attenzione è stata rivolta più in particolare alla regione Toscana, ma anche a quelle limitrofe, quali la Liguria, l'Emilia Romagna, le Marche e l'Umbria, regioni che negli ultimi anni sono state colpite da veri e propri disastri, come terremoti e alluvioni, con una frequenza sempre crescente, constatando come non sia presente un vero e proprio "centro di accoglienza", in grado di accogliere le vittime di tali eventi, garantendo loro la possibilità di svolgere una vita pressoché "normale", in attesa del ripristino dell'agibilità delle loro abitazioni o della costruzione di nuovi edifici.

Spesso infatti viene meno proprio quello che è il senso di questi centri, ovvero ospitare le persone per un periodo di tempo limitato, garantendo abitazioni e servizi: nella maggior parte dei casi questi luoghi diventano dei meri dormitori, dove gli sfollati sono costretti a vivere per periodi di tempo prolungati, in moduli abitativi inadatti, senza poter usufruire di quei servizi necessari al regolare svolgimento della vita quotidiana, quali esercizi commerciali, scuole e centri ricreativi.

Esempio più significativo di quanto appena detto è rappresentato dai terremotati dell'Irpinia, che dal Novembre del 1980 vivono ancora in moduli abitativi provvisori, dotati del minimo necessario per vivere, con condizioni igienico sanitarie ai limiti dell'accettabilità.

Il processo di ricostruzione è andato sempre più a rilento, tanto che molte persone considerano ormai i container nei quali vivono, la loro "nuova" casa; alcune nuove abitazioni sono state recentemente consegnate, ma sono un numero irrisorio in confronto a quelle realmente necessarie.

Ad aggravare la situazione è la difficoltà nello smantellamento dei vecchi container, in quanto non sono stati pensati per essere recuperati, quindi non sono "riciclabili", e

contengono materiali tossici, come l'amianto; molti risultano quindi ancora nella loro posizione originaria, disabitati ed abbandonati.

Passando ai giorni d'oggi la situazione non sembra essere migliorata, basti pensare alle unità abitative realizzate nel 2009 per i terremotati dell'Aquila, il così detto progetto C.A.S.E ed i MAP(Fig.4.1;4.2;4.3), Moduli Abitativi Provvisori, scelti per offrire un'abitazione temporanea a chi ha la casa distrutta o inagibile nei Comuni del "cratere sismico", vicini all'Aquila.

Nati per durare per oltre trent'anni, dopo appena quattro, molte di queste abitazioni risultano inagibili: sono molteplici i casi di guasti agli impianti, infiltrazioni d'acqua e rigonfiamenti delle pareti e dei pavimenti, a causa di evidenti difetti costruttivi e progettuali.

A tutto ciò va aggiunta la scelta inadeguata del sito dove sono stati progettati molti di questi centri abitati, spesso isolati e decentrati rispetto alle attività locali, con la conseguenza di una totale mancanza di servizi, tanto che le persone, specialmente le più anziane, sono costrette a farsi portare il cibo con mezzi privati.



Fig.4.1. Nuovo quartiere San Gregorio, L'Aquila



Fig.4.2. MAP presso San Gregorio, L'Aquila



Fig.4.3. MAP presso L'Aquila

Da qui nasce l'idea di realizzare un centro per le emergenze, in grado di garantire abitazioni efficienti e confortevoli, ma dotato allo stesso tempo anche di servizi ed attività per il regolare svolgimento della vita quotidiana.

La scelta della tipologia costruttiva deve naturalmente essere consona alle esigenze di "emergenza" richieste: gli edifici dovranno infatti essere realizzati in tempi brevi, in modo tale da consentire alle persone di potervi accedere il prima possibile.

Si tratta quindi di coniugare la necessità di nuove abitazioni temporanee con l'utilizzo del sistema costruttivo a secco, un sistema innovativo in Italia, ma largamente usato in paesi come gli Stati Uniti e quelli Nord-Europei.

4.2.DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Questo progetto nasce da un'analisi, svolta in collaborazione con la Protezione Civile del Comune di Pisa, riguardo la possibilità di realizzare un'area da destinarsi a strutture per l'accoglienza di persone che, per vari motivi, che vanno dalla calamità naturale al sovraffollamento di extracomunitari, si trovano ad aver bisogno in tempi brevi di una sistemazione temporanea.

Il progetto consiste nella realizzazione di un'area in grado di accogliere circa 430 persone, al fine di garantire loro abitazioni confortevoli, ma anche attività commerciali, servizi, spazi per attività ricreative e spazi verdi. La capienza complessiva dell'impianto progettuale è stata calibrata sulla base di alcuni fattori, quali le dimensioni della città di Pisa e il suo numero di abitanti.

L'intento è quello di creare una vera e propria cittadella, nella quale poter svolgere una vita il più possibile vicina a quella che le persone svolgevano nelle loro abitazioni, al fine di evitare una ghettizzazione, che andrebbe a creare loro ulteriori traumi, soprattutto psicologici.

Tenendo presente i presupposti appena citati, sono stati individuati i seguenti servizi:

- Scuole
- Centro Sportivo
- Presidio Sanitario
- Attività Commerciali
- Luoghi di Culto
- Uffici Postali
- Banca

L'idea è quella di realizzare unità abitative bifamiliari, disposte su due livelli, uno per ogni abitazione, dotate dei comfort necessari, e collegate tra loro da spazi verdi e percorsi pedonali, al fine di garantire le relazioni interpersonali. Tale scelta è giustificata, oltre che da un fattore di impatto ambientale, anche dalla necessità di velocizzare i tempi di realizzazione, cosa che non avviene con costruzioni del tipo

multipiano, le quali pur contenendo un numero di alloggi maggiore, hanno tempi di insediamento più lunghi.

L'area di accesso al sito è caratterizzata dalla presenza di un centro polifunzionale, all'interno del quale sono raccolti servizi quali centri commerciali, poste, banche e uffici comunali; è dotato inoltre di sale polifunzionali, nelle quali svolgere attività varie come quelle di culto e riunione.

E' previsto un centro scolastico, in grado di accogliere bambini di varie età, dalla scuola d'infanzia alle scuole medie inferiori, dotati di laboratori nei quali è possibile svolgere anche attività varie in orario extra scolastico.

Infine è prevista la realizzazione di un centro sportivo, con spazi coperti e aperti, fruibile dalla scuola e dal resto della popolazione, vicino al quale sarà posto un presidio medico di primo intervento.

Nei seguenti paragrafi verranno analizzate le linee guida del progetto, partendo dall'analisi delle esigenze richieste e dalla localizzazione del sito, per poi passare ad analizzare le singole strutture che lo compongono.

4.2.1.ANALISI DELLE ESIGENZE

In primo luogo si è reso necessario individuare dei requisiti fondamentali, delle cosiddette invarianti di progetto, da rispettare nella proposta di cui trattasi, in modo tale da poter ovviare a tutte le problematiche precedentemente descritte.

Innanzitutto l'esigenza di realizzare strutture che siano allo stesso tempo prefabbricate, di rapido assemblaggio, in modo tale da garantire alle persone che vi alloggeranno tempi di insediamento ridotti, ma allo stesso tempo abitazioni confortevoli, dotate di standard qualitativi e prestazionali in grado di ottemperare alle normative tecniche in termini di qualità funzionale ed operativa.

Tra le varie opzioni a disposizione della tecnica attuale si è previsto di realizzare le unità prevalentemente in legno in accordo con esigenze architettoniche e strutturali.

Altra esigenza è quella di reperire un luogo idoneo alla realizzazione del progetto, un sito ubicato quindi in una zona già dotata di una rete di infrastrutture, e che sia allo stesso tempo facilmente raggiungibile dalle associazioni di soccorso. L'interno del lotto dovrà inoltre essere dotato di una rete viaria idonea al passaggio di veicoli pesanti, per il soccorso e per il trasporto e montaggio delle strutture.

Sarà necessario dotare tale area di una rete di servizi in grado di garantire agli abitanti le attività necessarie allo svolgimento della vita quotidiana, in modo tale da non creare un eccessivo "distacco" dalla realtà in cui vivevano precedentemente, realizzando, oltre alle abitazioni, centri di aggregazione e socializzazione.

Tali requisiti dunque costituiscono dei vincoli imprescindibili nell'approccio alla progettazione e rappresentano dei fondamentali punti di partenza che indirizzano nelle scelte successive.

4.2.2.SCELTA DEL SITO

La pianificazione delle emergenze ha come obiettivo l'allontanamento in tempi rapidi della popolazione coinvolta dalle zone pericolo e la costruzione di adeguati alloggi di emergenza forniti delle varie opere infrastrutturali, cercando di raggiungere l'obiettivo di garantire alle persone un standard di funzioni urbane e sociali il più possibile vicino a quelli precedenti l'evento calamitoso.

In base all'analisi dei rischi che insistono su un determinato territorio, sulle infrastrutture e sulle attività socio-economiche, gli strumenti urbanistici individuano delle aree da destinare alle operazioni di rapida assistenza alla popolazione, suddivise in:

- AREE DI AMMASSAMENTO FUNZIONALI: per ricevere la protezione civile;
- AREE DI ACCOGLIENZA: per l'installazione di strutture abitative;
- AREE DI ATTESA: meglio noti come *meeting point*, dove la popolazione si raccoglie in caso di evento calamitoso.

La scelta del sito deve considerare il fatto che l'insediamento potrebbe avere durata variabile, ed essere utilizzato anche per periodi lunghi; la tabella che segue (Tab.4.1) raccoglie quelli che sono i pro e i contro nella scelta del sito.

ELEMENTI DA VALUTARE NELLA SCELTA DEL SITO	
PRIVILEGIARE	EVITARE
1.Presenza di infrastrutture e servizi a cui potersi allacciare;	1.Vicinanza di strutture con pericolo di crollo;
2.Benessere psicologico degli utenti;	2.Eccessiva vicinanza a canali, dighe o elementi che possono causare pericoli;
3.Pronta assistenza medica;	3.Terreni con pendenze maggiori dell'8%;
4.Presenza o possibilità di realizzare sistemi per lo smaltimento dei rifiuti e	4.Terreni con avvallamenti che possono creare ristagni d'acqua;
5.Terreni pianeggianti e geologicamente stabili;	5.Aree polverose;
6.Zone ben ventilate e soleggiate;	

Tab.4.1.Elementi da valutare nella scelta del sito

Le aree di accoglienza devono avere i seguenti requisiti:

- dimensioni sufficienti al regolare svolgimento della vita;
- collocazione in prossimità di strade, per favorire l'accesso anche a mezzi pesanti;
- collocazione in posizione strategica, facilmente raggiungibile da autostrade, stazioni ferroviarie e aeroporti;
- disponibilità di risorse idriche ed elettriche;
- sicurezza contro rischi quali inondazioni, incendi, terremoti, ecc.

Il comune di Pisa ha destinato alcune aree all'interno del proprio Piano Regolatore destinate a servizi, da poter sfruttare anche per progetti di questo genere.

Dalla collaborazione con l'Ufficio Comunale della Protezione Civile, ed analizzando le carte del PRG del Comune di Pisa, è stata scelta l'area più indicata dove poter collocare il progetto: si tratta di un lotto situato in zona Ospedaletto, nella parte Sud-Est di Pisa, un sito inutilizzato e completamente pianeggiante, adiacente alla Via Emilia e all'area Expo (Fig.4.4).



Fig.4.4. Localizzazione del lotto

Il lotto, delimitato a Nord da Via le Rene, a Sud da Via dei Caligi e a Est dalla Via Emilia e Sud dalla ferrovia che collega Pisa con Vada, presenta una forma romboidale e si estende per una superficie di circa 31 ettari, vicino al quale sono edificate solo abitazioni su massimo due livelli (Fig.4.5).



Fig.4.5. Planimetria lotto con indicazione foto

Come si può notare dalla Fig.4.4, il lotto si trova in posizione strategica in quanto vicino a centri nevralgici per il trasporto di materiali e persone: risulta facilmente raggiungibile sia tramite il nodo di collegamento con la FI-PI-LI e con l'autostrada A12, distante appena poche centinaia di metri, sia dall'Aeroporto Galilei che dalla Stazione Ferroviaria di Pisa Centrale.

Oltre a ciò, il sito è posto vicino ad alcuni punti strategici previsti dal Piano della Protezione Civile del comune di Pisa, ossia le due aree di attesa della popolazione, AAP1 e AAP2, situate rispettivamente in via F.lli Antoni e in via Ximenes, e l'area di ammassamento mezzi, AAM, collocata dalla Protezione Civile all'interno del mercato ortofrutticolo di Pisa, in zona Ospedaletto.

Ad avallare tale scelta è stata anche la non eccessiva vicinanza con il fiume Arno, fattore che mette il lotto in una posizione tale da essere al sicuro da un eventuale

rischio esondazione, come si evince dai dati relativi al pericolo di esondazione del fiume Arno forniti dalla Protezione Civile, dove all'area di Ospedaletto è assegnato un valore dello scenario di rischio pari a R2, per il quale sono possibili danni minimi agli edifici, senza pregiudicare l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici stessi e la funzionalità delle attività socio-economiche.

Pur trattandosi di una zona industriale, l'area risulta collocata in una posizione decentrata, dove sono già presenti abitazioni, e rivolta verso ampi spazi verdi e coltivati, delimitati da lunghi filari di alberi, che lo rendono adatto alle esigenze del progetto(Fig.4.6;Fig.4.7;Fig.4.8;Fig.4.9;Fig.4.10).



Fig.4.7. Vista lotto posizione 1



Fig.4.8. Vista lotto posizione 2



Fig.4.9. Vista di Via le Rene posizione 3



Fig.4.10. Vista lotto posizione 4

4.2.3.DISTRIBUZIONE INTERNA AL LOTTO

Dal punto di vista urbanistico, si è cercato di organizzare il lotto come una piccola “cittadina”, cercando una disposizione degli edifici e della viabilità tale da garantire una circolazione agevole dei flussi umani sia nelle fasi di assemblaggio delle strutture sia nella successiva fase di utilizzo.

Per ottimizzare al meglio gli spazi e garantire una buona esposizione degli edifici, si è optato per una loro distribuzione lungo una maglia reticolare, composta da assi stradali paralleli ad un confine del lotto, al fine anche di facilitare il collegamento alla rete di infrastrutture che corre lungo la via Emilia(Fig.4.11).



Fig.4.11. Distribuzione assi stradali

In questo modo l’area risulterà suddivisa in elementi spaziali, ai quali sarà assegnata una propria destinazione d’uso, in base alle funzionalità richieste.

Di seguito verranno analizzate nel dettaglio la viabilità interna e la distribuzione degli edifici.

Viabilità interna al lotto

Il progetto relativo alla viabilità di accesso all'area e della rete viaria interna, da sviluppare in stretta connessione con il progetto della rete idrica e fognaria, si uniformerà a criteri di scelta degli elementi geometrici e funzionali tali da garantire la regolarità dei flussi veicolari e la sicurezza degli utenti.

Come previsto dal Manuale Tecnico della Protezione Civile, la circolazione dei pedoni e dei veicoli sulle strade è regolata dalle norme ordinarie del codice della strada, in particolare dal D. Lgs. 30 aprile 1992, n. 285, "Nuovo codice della strada", e successive modifiche ed integrazioni, e dal

DM 5 novembre 2001, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"; per cui in fase progettuale sono stati previsti idonei distanziamenti dei vari edifici rispetto alla strada, in modo tale da non pregiudicare la sicurezza degli utenti e la scorrevolezza del traffico.

Per quanto riguarda il dimensionamento della viabilità interna del lotto, le suddette norme prevedono:

- STRADA DI ACCESSO PRINCIPALE ALL'AREA: tale strada, salvo diversa classificazione in relazione a situazioni contingenti, è da classificare quale strada locale di ambito extraurbano e pertanto avrà le caratteristiche della classe F2 del D.M. 4/1/2002, di larghezza complessiva $l=9,00\text{m}$, con 2 corsie di marcia di larghezza $l=3,50\text{m}$ e 2 banchine di larghezza $l=1,00\text{m}$ e con velocità di progetto pari a $V_{p,\text{min}}=40\text{ km/h}$ e $V_{p,\text{max}}=100\text{ km/h}$;
- VIABILITA' INTERNA LONGITUDINALE: La strada di penetrazione principale nell'area di ricovero avrà, di norma, una larghezza complessiva $l=12,00\text{m}$, con 2 corsie di marcia di larghezza $l=3,50\text{m}$, 2 file di stalli di larghezza $l=1,50\text{m}$ e 2 marciapiedi di larghezza $l=1,00\text{m}$.

- VIABILITÀ INTERNA TRASVERSALE: La strada di penetrazione secondaria nell'area di ricovero avrà, di norma, una larghezza complessiva $l=5,00\text{m}$, con 2 corsie di marcia di larghezza $l=2,50\text{m}$.
- PASSAGGI TRA LE UNITÀ ABITATIVE: I passaggi tra le unità abitative avranno, di norma, una larghezza $l=3\text{m}$ e saranno non carrabili.

L'accesso principale all'area viene posizionato lungo la via Emilia e, in fase di sistemazione dell'area, tale accesso viene utilizzato per il transito dei mezzi pesanti per il trasporto e l'assemblaggio delle strutture.

A tal proposito la distanza tra gli edifici è stata determinata in circa 10 metri, in modo tale da potervi posizionare una gru bassa a rotazione per il sollevamento delle strutture, il cui basamento ha un ingombro in pianta di circa 4×4 metri.

Le strade interne al lotto, parallele a quella di accesso principale, apparterranno alla categoria "viabilità interna trasversale", in modo tale da poter consentire il transito dei mezzi pesanti sia in fase di realizzazione che di smontaggio delle opere, i restanti percorsi carrabili avranno larghezza pari a 5,00 metri, rientrando nella categoria della "viabilità interna trasversale", e consentiranno il transito delle vetture nelle fasi successive all'insediamento della popolazione (Fig.4.12).



Fig.4.12. Viabilità interna al lotto

Distribuzione interna del lotto

Una volta definita quella che sarà la disposizione degli assi stradali, la fase successiva è stata quella di pensare a come distribuire i vari edifici all'interno del lotto.

Per prima cosa è bene fare una distinzione tra quelli che saranno gli edifici temporanei, cioè i moduli abitativi, e quelli che invece rimarranno permanenti anche dopo la dismissione delle abitazioni, quali il centro polifunzionale, il centro sportivo e l'edificio scolastico.

La scelta di realizzare questi edifici come strutture fisse è stata fatta principalmente per due motivi: il primo di natura urbanistica, visto che analizzando l'area circostante il lotto, ci si è resi conto della mancanza di strutture atte a fornire tali servizi; il secondo è invece di natura economica, visto che si crea in questo modo la possibilità per gli enti statali e comunali di ammortizzare i costi di realizzazione e gestione dell'intervento, grazie all'eventuale intervento di privati.

In prima ipotesi era stata presa la decisione di riunire gli alloggi in piccole corti (Fig.4.13), scelta in seguito scartata in quanto si sarebbero creati dei mini-aggregati interni al lotto, che non avrebbero favorito interazione sociale tra i vari alloggi, con il rischio di avere corti interne isolate l'una dall'altra. In relazione a quanto esposto si è optato per una distribuzione degli edifici a schiera, parallela agli assi stradali, dotata di ampi percorsi pedonali.

L'edificio che funge da "porta" di accesso al lotto è il centro polifunzionale, in quanto le sue dimensioni risultano dominanti nei confronti del resto degli edifici e raccoglierà al suo interno gran parte dei servizi necessari allo svolgimento della vita, sia all'interno che all'esterno del lotto; viene perciò posto in posizione centrale lungo il confine che corre parallelo alla via Emilia, che è una delle strade principali dell'area di Ospedaletto. Questo edificio è stato pensato anche in relazione alla vicinanza del terreno sia con la zona industriale di Ospedaletto sia con l'area Expo, in modo tale che le sue funzioni non si limitino al solo utilizzo durante le varie situazioni di emergenza, ma che diventi un centro di riferimento per l'intera area, da poter sfruttare in molteplici occasioni, offrendo servizi che al momento non sono presenti, quali l'ufficio comunale, l'ufficio postale e il centro commerciale.

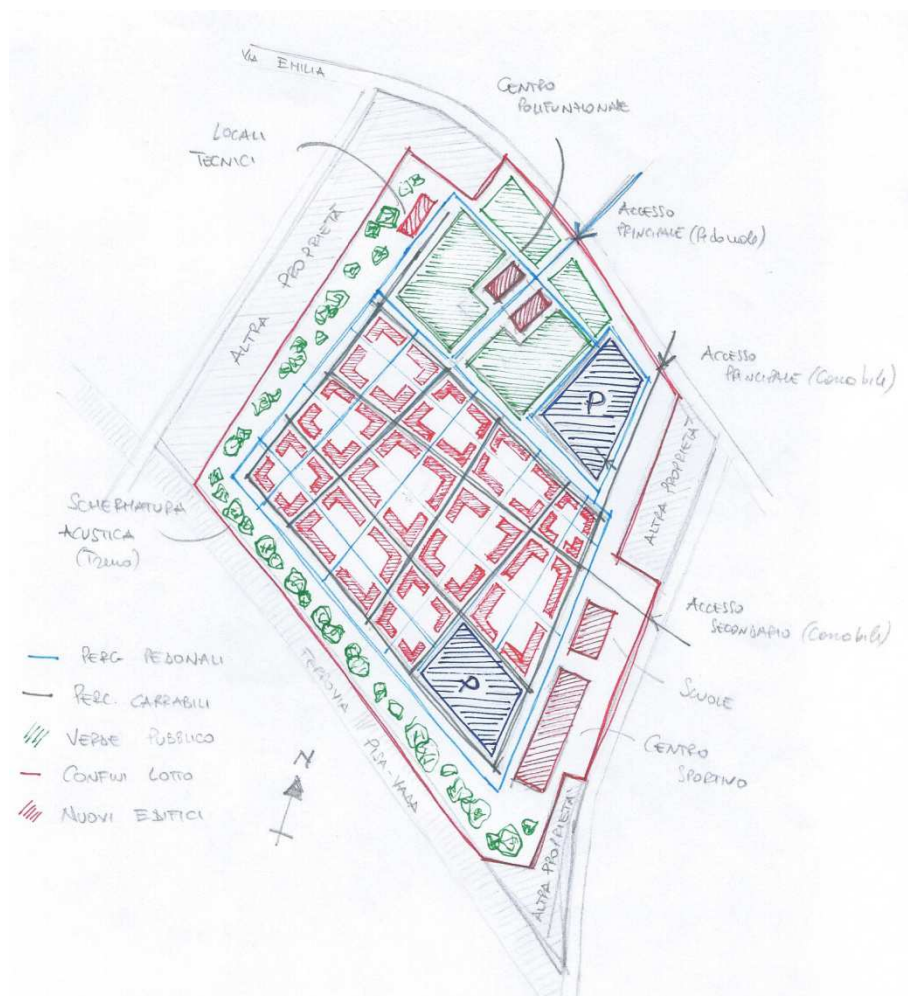


Fig.4.13. Bozza preliminare di distribuzione interna del lotto

Definita la posizione del centro polifunzionale, si è pensato alla distribuzione e collocazione degli altri edifici che compongono il progetto.

Le unità abitative saranno posizionate nell'area nord del lotto, in prossimità delle abitazioni già presenti lungo via le Rene, al fine di non creare un eccessivo distacco dei fruitori dalla realtà quotidiana, e favorire le prime fasi di insediamento, cercando di coinvolgere i residenti in modo attivo nelle iniziative di costruzione e sviluppo della nuova area abitativa.

Il compito di fare da "filtro" tra il centro polifunzionale e la zona residenziale, è stato assegnato alla piazza centrale, il centro di aggregazione per eccellenza, in grado di fornire superfici verdi e aree di interesse sociale, designato a diventare il punto di riferimento per gli abitanti del lotto.

Passando all'edificio scolastico, che viene collocato lungo il lato ovest del lotto, quello che corre parallelo alla linea ferroviaria, al fine di evitare il rumore causato dall'intenso traffico presente sulla via Emilia, ed inserirlo nella parte del terreno che affaccia sulla campagna circostante, mantenendo comunque una distanza dalla ferrovia ai sensi di legge e sufficiente a garantire un regolare svolgimento delle funzioni scolastiche. A tutela di quest'ultimo punto c'è da dire che, nonostante la linea ferroviaria che unisce Pisa con Vada sia una linea secondaria, scarsamente trafficata, nel progetto è stata ipotizzata la realizzazione di una schermatura acustica tramite filari di alberi, come vedremo in seguito.

Infine il centro sportivo, con annessa palestra e presidio medico, è stato posizionato nella parte sud del lotto, al fine di garantire sia una posizione adiacente all'edificio a destinazione scolastica che usufruirà di tali attrezzature, sia per evitare, anche in questo caso, l'eccessiva vicinanza alla via Emilia, e quindi al rumore e allo smog da essa prodotti.

L'intero progetto è stato comunque pensato nell'ottica di una facilità di interconnessione fra i vari punti di interesse, ed è per questo che oltre alla rete viaria interna, sono stati pensati anche numerosi percorsi pedonali e ciclabili, in grado di garantire a chiunque la possibilità di muoversi e spostarsi da una zona all'altra con estrema semplicità.

Con tale sistemazione si è cercato di garantire alle persone che vi risiederanno adeguati livelli di benessere psico-fisico, favoriti anche dagli alloggi confortevoli e dai numerosi servizi messi a disposizione (Fig.4.14a; Fig.4.14b).

Nei paragrafi successivi verranno analizzati singolarmente i vari edifici, esponendone linee progettuali e le relative caratteristiche.



LEGENDA:

- CENTRO POLIFUNZIONALE
- MODULI ABITATIVI
- EDIFICIO SCOLASTICO
- CENTRO SPORTIVO
- PIAZZA PRINCIPALE
- PARCHEGGIO
- LOCALE TECNICO
- ACCESSO PEDONALE/CARRABILE
- VIABILITA' INTERNA

Fig.4.14a. Distribuzione interne delle aree



Fig.4.14a. Distribuzione interne degli edifici

4.2.4. I MODULI ABITATIVI

Nello studio dell'unità abitativa, si è cercato di garantire una struttura in grado di soddisfare molteplici esigenze: la particolarità dell'intervento richiede infatti strutture semplici, di facile assemblaggio, in grado di garantire un ottimo comfort abitativo e qualitativo, capaci inoltre di esprimere una propria identità architettonica.

Sulla base delle considerazioni fino a qui svolte si inizia quindi a definire l'idea progettuale di base: concepire un complesso residenziale finalizzato non solo alle semplici e basilari funzioni abitative, ma anche a funzioni di aggregazione sociale con lo scopo di contribuire al miglioramento della qualità di vita, valutando aspetti che solitamente nell'architettura temporanea passano in secondo piano o sono addirittura trascurati.

La progettazione parte proprio dal concetto di creare una struttura che oltre a garantire i comfort necessari, sia architettonicamente apprezzabile, in modo tale da limitare il più possibile l'impatto psicologico delle vittime che vi si insedieranno.

Nonostante il Manuale Tecnico della Protezione Civile preveda delle misure minime da assegnare alle unità abitative, pari a:

- superficie utile pari a 40 mq +/- 10%, per nuclei familiari composti da 1-2 persone;
- superficie utile pari a 50 mq +/- 10%, per nuclei familiari composti da 3-4 persone;
- superficie utile pari a 70 mq +/- 10%, per nuclei familiari composti da 5-6 persone;

nella progettazione si è deciso di incrementarle, tenendo conto del fatto che i possibili inquilini potrebbero trascorre molto tempo all'interno delle abitazioni, quindi si rende necessario creare spazi vivibili e confortevoli.

Il dimensionamento minimo dei vani è quello previsto dal DM 5/7/75, su i "Requisiti igienico sanitari delle abitazioni", il quale prevede:

- camera singola ≥ 9 mq
- camera matrimoniale ≥ 14 mq
- soggiorno ≥ 16 mq

Per la superficie aereo illuminante si è preso come valore di riferimento 1/8 della superficie utile pavimentata del vano.

Fattori dominanti nella definizione architettonica del progetto sono stati: la volontà di creare ambienti ampi e luminosi, e la necessità di garantire spazi all'aperto, sottoforma di piccoli giardini e terrazze.

In prima analisi sono state individuati gli ambienti da garantire per ogni alloggio. Trattandosi di edifici temporanei, vengono garantiti i vani minimi necessari, al fine di ottimizzare costi e tempi di realizzazione, evitando sprechi, cercando di assicurare comunque spazi vivibili e confortevoli.

Ogni alloggio sarà quindi dotato di:

- Soggiorno
- Cucina abitabile
- Camera/e
- Servizi igienici
- Spazi all'aperto

Particolare attenzione è stata posta alla zona giorno, che rappresenta la zona centrale del modulo abitativo, nella quale gli abitanti trascorreranno gran parte del loro tempo, e nella quale svolgeranno le attività comuni della vita quotidiana: quest'area è stata pensata come un grande spazio aperto, comprensivo di lato cottura, zona pranzo e soggiorno, dal quale è poi possibile accedere alla adiacente zona notte.

Quest'ultima prevede sia camere matrimoniali che doppie, e il bagno, anch'esso studiato in modo tale da poter garantire gli spazi necessari al suo utilizzo, anche per i diversamente abili.

Ogni alloggio sarà inoltre dotato di uno spazio all'aperto, da poter sfruttare durante la fase abitativa, realizzato tramite giardini per quanto riguarda gli alloggi posti al piano terra, tramite terrazze coperte per quelli al primo piano. E' previsto inoltre un posto auto coperto, in quanto si è deciso di non escludere a priori la possibilità che chi vi abiterà ne possieda una.

Dopo un'analisi su quella che potrebbe essere la conformazione dei nuclei familiari che potrebbero usufruire dei moduli abitativi, si è deciso di realizzare tre differenti tipologie di alloggi, in grado di accogliere rispettivamente 2, 4 e 6 persone (Tab.4.2), che combinate tra loro danno origine ai moduli abitativi.

Per ogni tipologia di alloggio sono stati individuati gli spazi da assegnare a ciascun vano interno, tali valori sono riportati in Tab.4.2:

CARATTERISTICHE ALLOGGI "4EMERGENCY"					
ALLOGGIO 1/2 PERSONE		ALLOGGIO 3/4 PERSONE		ALLOGGIO 5/6 PERSONE	
Zona Giorno	40 mq	Zona Giorno	42 mq	Zona Giorno	44 mq
Camera Doppia	16 mq	Camera Doppia	16 mq	Camera Doppia	16 mq
Antibagno	2,5 mq	Camera Doppia	14 mq	Camera Doppia	14 mq
Bagno	5,5 mq	Antibagno	2,5 mq	Camera Doppia	12 mq
		Bagno	5,5 mq	Disimpegno	8 mq
				Bagno	7 mq
				Bagno	6 mq
Superficie Totale	63 mq	Superficie Totale	79 mq	Superficie Totale	106 mq
n° Totale Alloggi	26	n° Totale Alloggi	70	n° Totale Alloggi	16

Tab.4.2. Caratteristiche alloggi

Come si nota dalla Tab.4.2, la disponibilità di alloggi da 3/4 persone è nettamente superiore alle altre, questo perché si è analizzato e determinato che nella società attuale, questo sia il nucleo familiare medio.

Definiti quelli che sono i piani funzionali, si è passati a definire quella che risulta essere la forma architettonica delle unità abitative.

L'idea è stata quella di creare delle strutture che non si allontanino troppo dalla concezione comune di abitazione, ma che allo stesso tempo sia dotata di una propria identità architettonica, unita ad uno schema costruttivo semplice e non eccessivamente articolato, in modo da non rallentare le fasi di assemblaggio.

Particolare attenzione è stata posta sulla questione psicologica di coloro che vi abiteranno: si dovrà cercare infatti di garantire un approccio alle nuove abitazioni non

traumatico, che consenta loro, per quanto possibile, di sentirsi “a casa”, e non trapiantati in un semplice dormitorio, un luogo freddo e senza identità.

L’idea attorno alla quale si è sviluppato il progetto è stata quella di dare all’edificio una forma che ricordi il concetto di casa presente nell’immaginario collettivo, il classico schema con tetto a due falde, sviluppato lungo una superficie in pianta rettangolare, semplice ed essenziale(Fig.4.15).

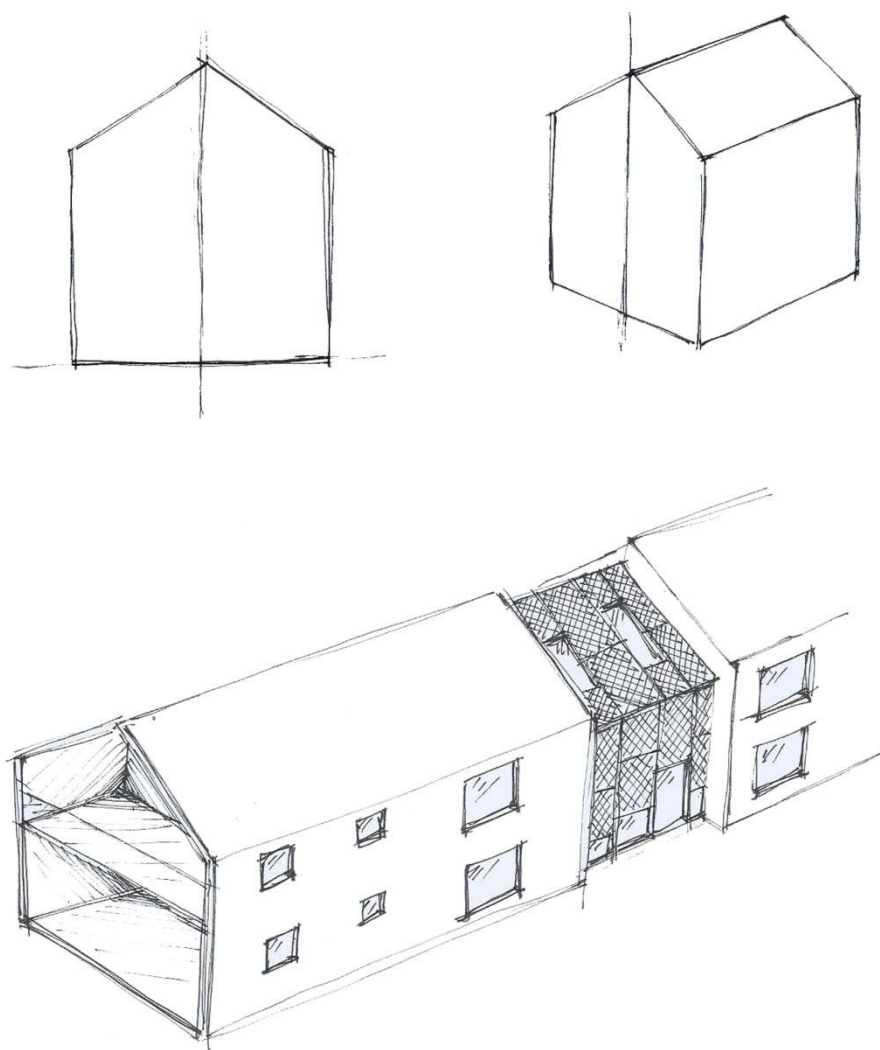


Fig.4.15. Schizzi progettuali

Definiti questi concetti chiave, si è cercato di conferire all’abitazione una propria identità, giocando con la forma e la disposizione delle aperture, la sottrazione di volumi e l’uso di materiali differenti.

Le aperture presenti in facciata si differenzieranno tra loro per le dimensioni a seconda della funzione che vi si svolge all'interno: in corrispondenza degli spazi comuni interni le aperture saranno costituite da vetrate ampie, a tutta altezza, in modo che tali spazi possano essere individuati e localizzati fin dall'esterno, mentre per gli altri vani si opterà per dimensioni ridotte, in modo tale da garantire una sufficiente privacy.

Ne è emerso un edificio dalla forma semplice ed essenziale, in grado però di esprimere un proprio stile architettonico, dotato di spazi interni ed esterni sufficientemente ampi da garantire un comfort abitativo che faciliti l'approccio, soprattutto psicologico, delle persone che vi si insedieranno, e consenta loro di svolgere tutte le attività di cui necessitano.

Nello studio progettuale degli edifici si è tenuto conto anche dei collegamenti tra le varie unità abitative: gli alloggi saranno connessi tra di loro grazie ad ampi percorsi pedonali e spazi verdi, che permetteranno di muoversi all'interno del lotto e raggiungere ogni zona estrema facilità.

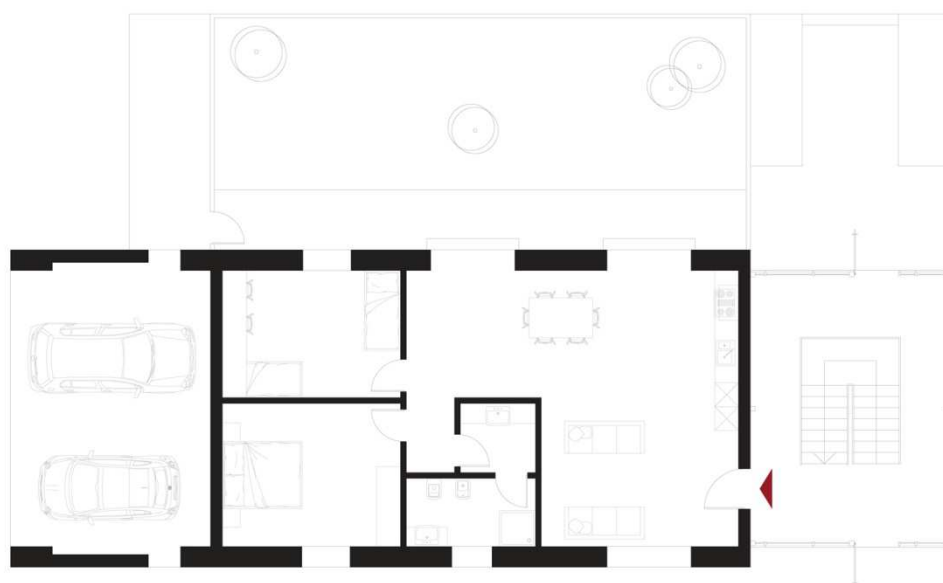
Essendo stati concepiti come moduli abitativi bifamiliari, le tre tipologie progettate saranno così conformate (Tab.4,3):

COMPOSIZIONE UNITA' ABITATIVE		
4 ⁺² EMERGENCY	PT	Alloggio da 3/4 persone con giardino
	PP	Alloggio da 1/2 persone con terrazza
4 ⁺⁴ EMERGENCY	PT	Alloggio da 3/4 persone con giardino
	PP	Alloggio da 3/4 persone con terrazza
4 ⁺⁶ EMERGENCY	PT	Alloggio da 5/6 persone con giardino
	PP	Alloggio da 3/4 persone con terrazza

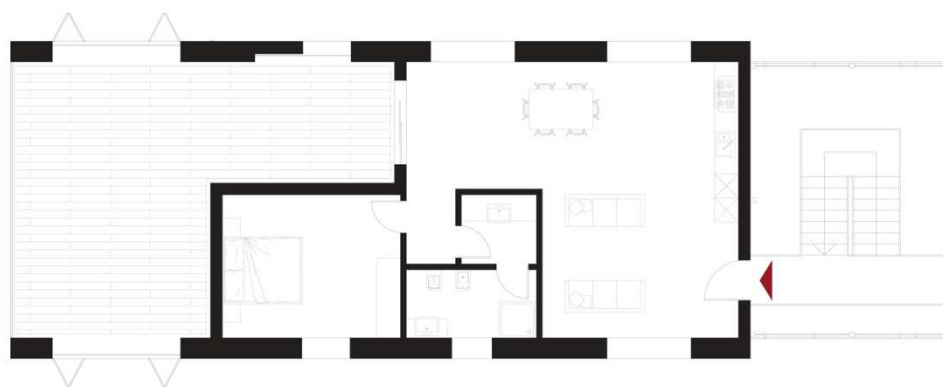
Tab.4.3. Composizione Unità Abitative

Le strutture saranno composte da due unità abitative, identiche tra loro, disposte simmetricamente rispetto al corpo scala in metallo, che vedremo in seguito.

Di seguito sono riportate le planimetrie, prospetti e sezioni degli alloggi (Fig.4.16; Fig.4.17; Fig.4.18; Fig.4.19; Fig.4.20; Fig.4.21)

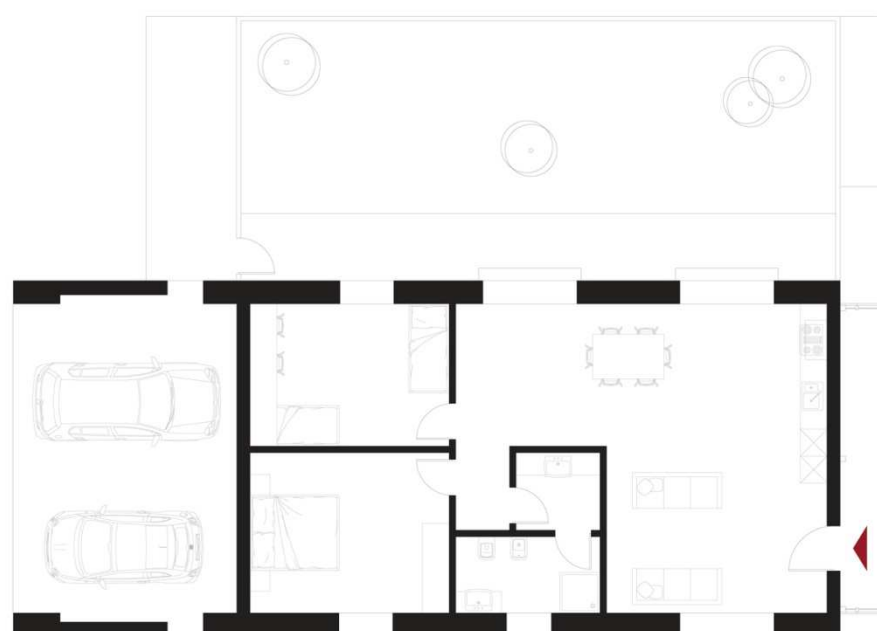


PIANO TERRA

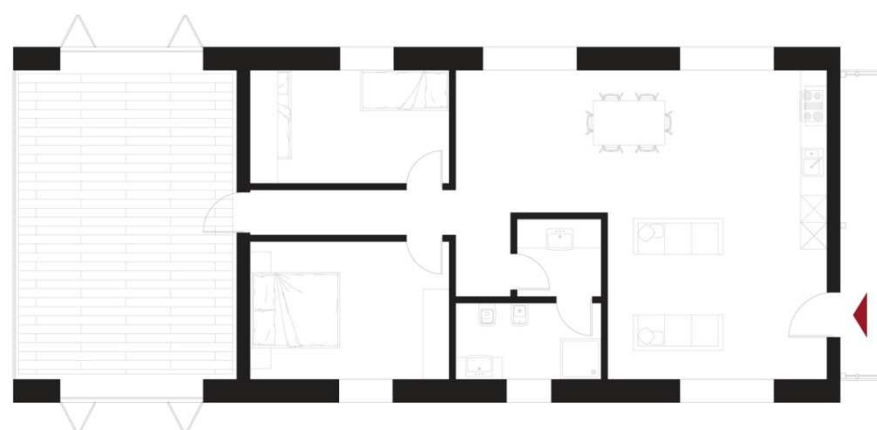


PIANO PRIMO

Fig.4.16. Planimetrie 4+2

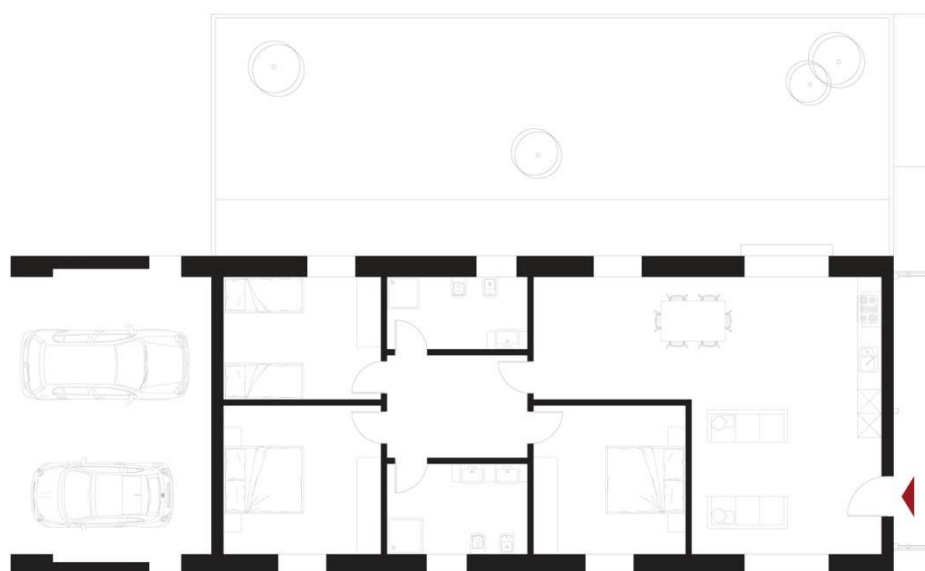


PIANO TERRA

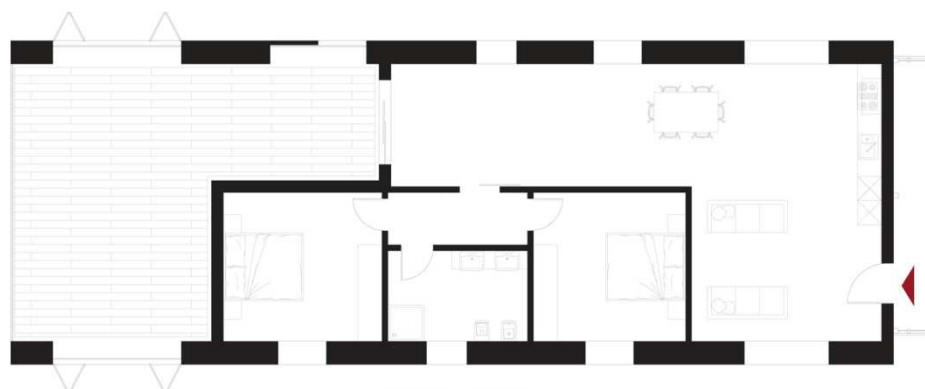


PIANO PRIMO

Fig.4.17. Planimetrie 4+4

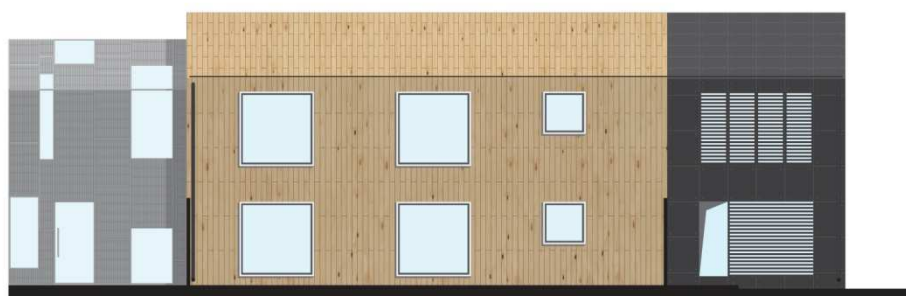


PIANO TERRA

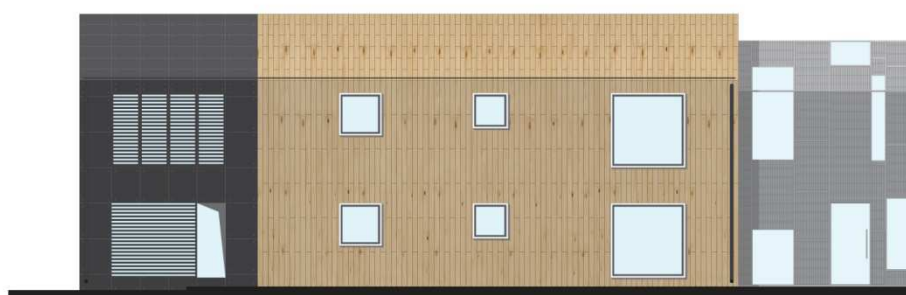


PIANO PRIMO

Fig.4.18. Planimetrie 4+6

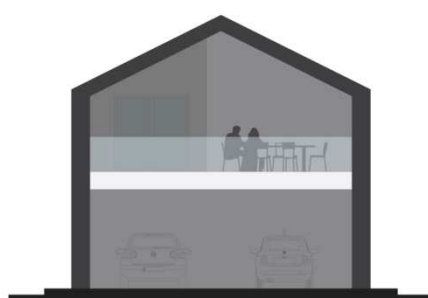


PROSPETTO FRONTE INTERNO



PROSPETTO FRONTE STRADALE

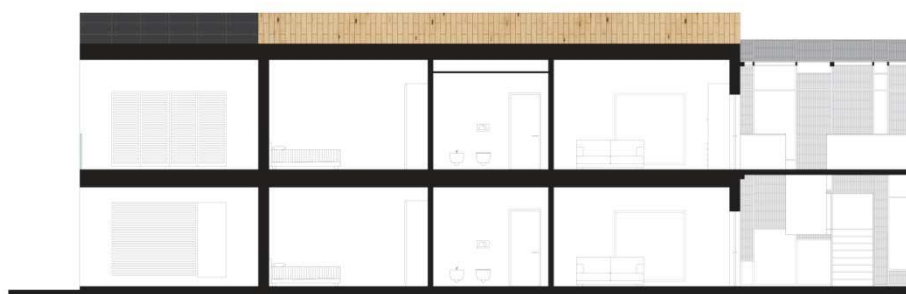
Fig.4.18. Prospetti



PROSPETTO LATERALE



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

Fig.4.19. Sezioni



Fig.4.20a. Viste 3D fronte stradale



Fig.4.20b. Viste 3D retro



Fig.4.21a. Vista 3d ingresso



Fig.4.21b. Viste 3D percorsi pedonali

Tamponamenti esterni

Per quanto riguarda la tamponatura esterna, la necessità di velocizzare le fasi di allestimento ci ha spinto verso la scelta di pareti prefabbricate, realizzate con sistema platform frame, che arriveranno in cantiere già sagomate, e complete di impianti(Fig.4.22): con tale tipologia di pareti, oltre a garantire un'estrema facilità di assemblaggio, si conferirà alla struttura una maggiore resistenza alle azioni orizzontali.



Fig.4.22. Esempio di parete prefabbricata

La struttura portante in legno della parete è composta da materiali che rispondono ai più moderni principi di bioedilizia, opportunamente studiati per garantire le stesse prestazioni nell'ambito della sicurezza e della solidità costruttiva, di altri materiali eco compatibili.

Le pareti, aventi uno spessore di circa 33 cm, hanno un valore della trasmittanza pari a 0,15 W/mq°K, e sono composte, dall'esterno verso l'interno, secondo la seguente stratigrafia(Fig.4.23):

- Doghe di Rivestimento in legno 20 mm
- Supporti in metallo 30 mm
- Doppio assito di listelli in legno 30 mm
- Strato impermeabilizzante 1 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Struttura in legno con materiale isolante nell'intercapedine 160 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Listelli in legno con isolante termo acustico 40 mm
- Pannello gesso fibra 12,5 mm

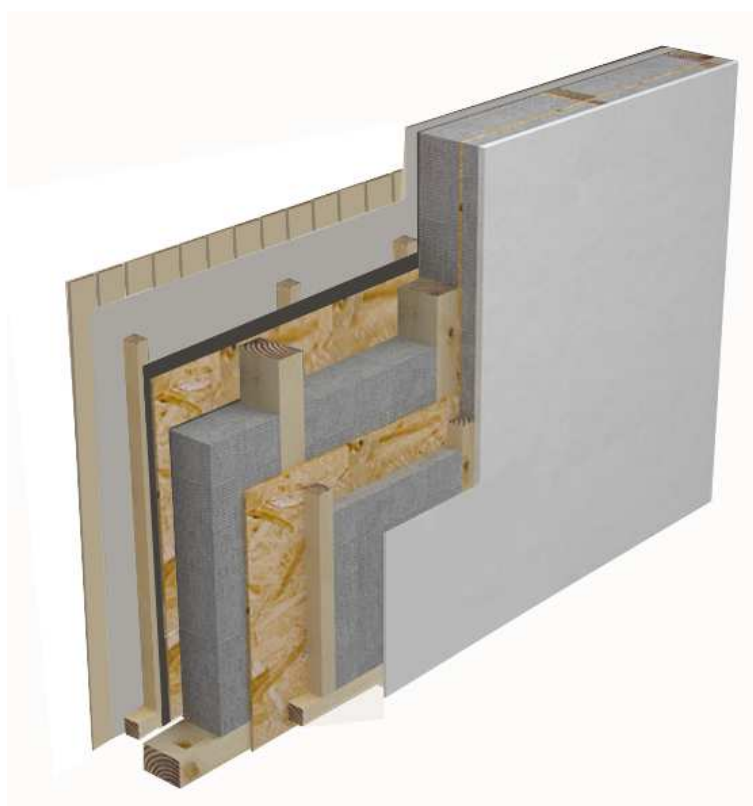


Fig.4.23. Stratigrafia tamponamento esterno

Tale tipologia di parete è conforme a quanto previsto nel Manuale Tecnico della Protezione Civile, il quale prevede per le pareti esterne, uno spessore minimo di 12 cm ed un valore massimo della trasmittanza pari a $0,40 \text{ W/mq}^\circ\text{K}$.

Per il fissaggio a terra, sarà predisposta una fascia in materiale impermeabilizzante, da disporre lungo il perimetro dell'edificio, dopo di che le pareti saranno fissate grazie ad apposite staffe metalliche.

Solaio di interpiano

Per quanto concerne il solaio di interpiano, si procede come precedentemente visto per i tamponamenti esterni.

Verranno infatti utilizzati dei pannelli prefabbricati autoportanti, composti da una struttura in legno, contenente il materiale isolante, la quale verrà terminata e finita in opera, con materiali a secco.

Il pacchetto finito, avente uno spessore di 31 cm, è composto secondo la seguente stratigrafia(Fig.4.24):

- Pavimentazione in legno 10 mm
- Pannello gesso fibra 12,5 mm
- Strato fonoassorbente 1 mm
- Impianti 20 mm
- Massetto in granulare autolivellante KNAUF 40 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Struttura in legno con materiale isolante nell'intercapedine 180 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Pannello gesso fibra 12,5 mm

Il massetto alleggerito in argilla espansa, prodotto dalla Knauf, viene gettato su di un film in plastica trasparente, dopo di che le sovrastanti lastre in gesso fibra, opportunamente collegate, vengono fissate alla struttura in legno sottostante grazie ad apposite viti, al fine di pressare il sottofondo granulare.

La struttura del solaio sarà opportunamente fissata alle travi della struttura portante grazie ad apposite staffe a scomparsa.

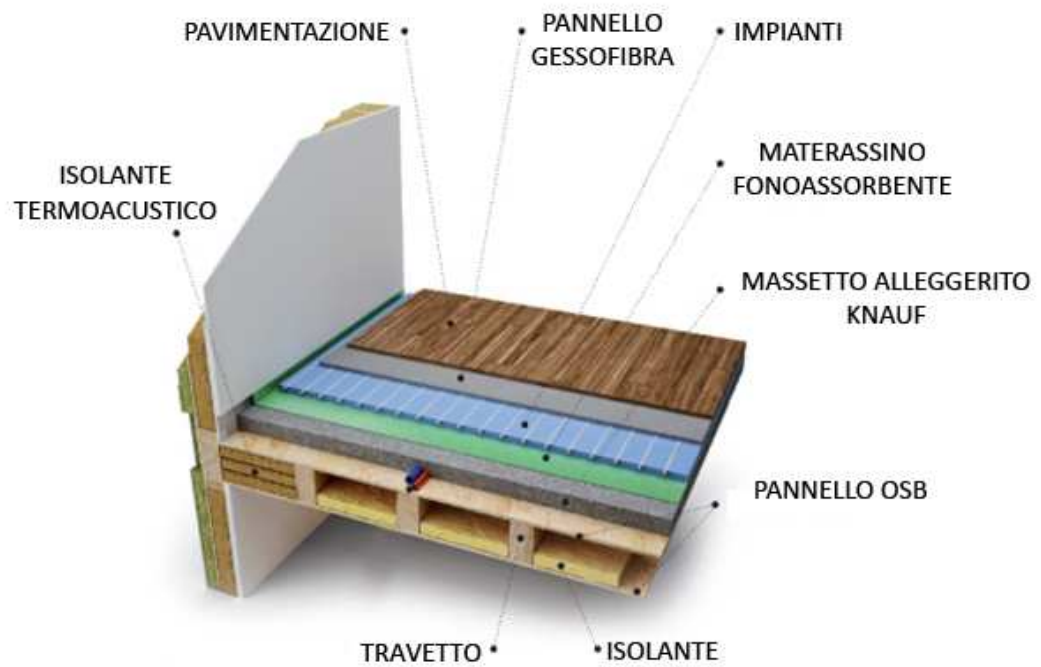


Fig.4.24. Stratigrafia solaio di interpiano

Solaio di copertura

Il solaio di copertura è composto da pannelli prefabbricati in legno, aventi caratteristiche molto simili al quello di interpiano.

La differenza sostanziale sta nella composizione stratigrafica, di seguito riportata(Fig.4.25):

- Rivestimento esterno in doghe di legno 50 mm
- Doppio assito di listelli in legno 40 mm
- Strato impermeabilizzante 1 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Struttura in legno con materiale isolante nell'intercapedine 200 mm
- Pannello OSB 15 mm
- Listelli in legno 40 mm
- Pannello gesso fibra 12,5 mm

I pannelli prefabbricati che compongono la copertura saranno fissati su arcarecci, opportunamente dimensionati nei capitoli successivi.

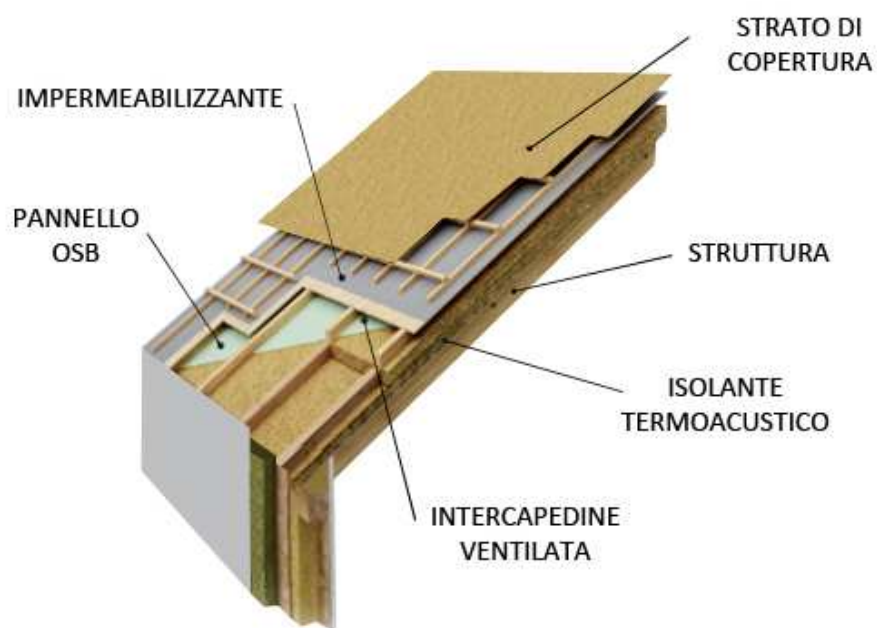


Fig.4.25. Stratigrafia solaio di copertura

4.2.4. IL CENTRO POLIFUNZIONALE

Il centro polifunzionale dovrà essere il fulcro di questo nuovo aggregato urbano, non solo dal punto di vista funzionale, ma anche dal punto di vista architettonico, fungendo da “porta” di accesso al lotto (Fig.4.26).



Fig.4.26. Schizzo planimetrico edificio polifunzionale

Inserito in un contesto molto disomogeneo a vocazione industriale, è stato pensato come una costruzione dalle forme semplici ma dalla spiccata personalità architettonica, cercando di realizzare un edificio dall’aspetto contemporaneo, che emerga dal contesto grazie ad una forma semplice ma innovativa e ad un disegno di facciata scandito da aperture disposte in posizione differente per ogni impalcato.

Il prospetto, pur risultando omogeneo e semplificato, spicca per la sconnessione degli elementi trasparenti che lo definiscono, creando un disegno moderno, caratterizzato

da forme squadrate, lineari, ed allo stesso tempo armoniche, e garantendo un risultato finale decisamente originale.

L'edificio prende forma partendo dalla scomposizione di un cubo, la forma tridimensionale di base: l'idea è quella di ottenere, grazie a sezioni e sottrazioni di volumi, un edificio che domini l'area dal punto di vista architettonico e funzionale, ma che allo stesso tempo non sia un ostacolo visivo, ma piuttosto un "passaggio" attraverso il quale accedere all'interno del lotto (Fig.27).

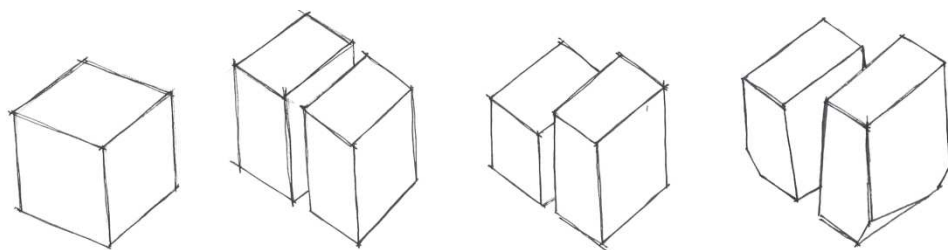


Fig.4.27. Scomposizione volumetrica

L'ingombro totale in pianta è di circa 35,0x37,0 metri, per un'altezza che va dai 14 metri dell'edificio più basso ai 19 di quello più alto.

Al suo interno saranno organizzati i servizi principali da garantire alle persone che si insedieranno nelle abitazioni, quali:

- Ufficio Postale
- Banca
- Uffici Comunali
- Attività Commerciali
- Aule Polifunzionali

Tali servizi vengono suddivisi all'interno dei due edifici progettati, cercando di raggrupparli in base alle loro funzioni: la banca, l'ufficio postale e gli uffici comunali saranno inseriti nell'edificio Sud, destinando loro un piano ciascuno, mentre le attività commerciali e le aule polivalenti sono equamente distribuite all'interno dell'edificio Nord, questo al fine di non creare eccessiva dispersione nella disposizione degli ambienti.

I due edifici, denominati “Edificio Nord” ed “Edificio Sud”, in base alla loro posizione, presentano una struttura planimetrica molto simile: le attività sono suddivise per piani, collegati tra loro da opportuni collegamenti verticali, dimensionati ai sensi del D.P.R. n. 503 del 24 luglio 1996, legge quadro sull’handicap, per quanto riguarda la progettazione di opere pubbliche.

Gli ingressi principali ai due edifici sono stati pensati lungo la via Emilia, in corrispondenza dell’accesso pedonale all’area.

Spazi aperti e ampie superfici vetrate garantiscono ai locali interni un’efficiente illuminazione naturale e una corretta areazione: le pareti delle due strutture rivolte verso il passaggio pedonale che attraversa il centro polivalente, asse di simmetria all’intera struttura, sono state pensate completamente trasparenti, in modo da creare una sorta di affaccio sullo spazio che la “scissione” tra i due edifici ha lasciato vuoto.

La struttura ad ossatura portante in acciaio, presenta come rivestimento esterno un sistema di facciate ventilate ad elevate prestazioni energetiche, in Corian, materiale con caratteristiche fisiche e meccaniche eccellenti, dalla flessibilità applicativa molto sviluppata; il colore bianco rende l’edificio neutro ma allo stesso tempo in grado di emergere dal contesto nel quale è inserito.

Le superfici vetrate, tutte delle stesse dimensioni, sono disposte in modo apparentemente casuale: in realtà, oltre a conferire un aspetto architettonico gradevole, seguono la disposizione dei locali interni, differente ad ogni livello, a causa delle varie destinazioni d’uso (Fig.4.28; Fig.4.29; Fig.4.30).

All’esterno si presentano ampi spazi verdi, che circondano l’edificio a 360°, attraversati da percorsi pedonali, che conducono all’interno del lotto.

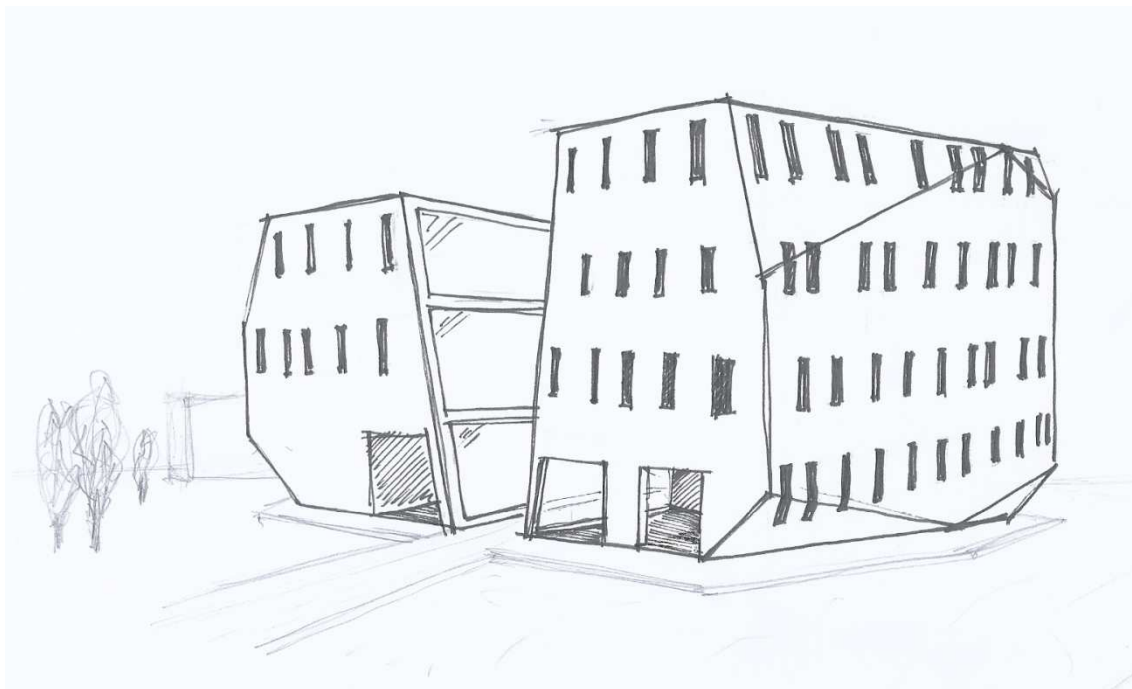


Fig.4.28. Disegno prospettico



Fig.4.29. Vista 3D



Fig.4.30. Vista 3D

La Banca

Situata al piano terra dell'edificio più piccolo, risulta fondamentale per la vita del lotto: oltre a garantire tutti i servizi necessari alle persone che vivranno all'interno dei moduli abitativi, la sua attività si sviluppa anche all'esterno, coinvolgendo sia gli abitanti dell'intera area di Ospedaletto, sia le persone di passaggio, soprattutto in occasione delle manifestazioni che si svolgeranno presso l'adiacente area Expo.

Dotata di una superficie in pianta pari a circa 380 mq, presenta al suo interno, lungo la parete vetrata adiacente il passaggio pedonale esterno, un ampio spazio aperto, dove è possibile trovare un'area di attesa, sette sportelli bancari, quattro sportelli bancomat e due uffici per le relazioni con il pubblico, dove ricevere informazioni; questa è la zona principale, destinata alle utenze, dove si svolgono la gran parte delle attività connesse alla banca. Una parete vetrata collega questa zona a quella destinata ai collegamenti verticali e all'accesso secondario, attraverso un sistema di porte scorrevoli tagliafuoco.

La componente amministrativa è collocata nella parte dell'edificio retrostante gli sportelli bancari: quest'area raccoglie gli uffici della direzione, quali quello del direttore e del vice direttore, gli uffici del personale, il locale per la cassaforte, un archivio per i documenti ed i servizi igienici per i dipendenti, tutti opportunamente dimensionati e collegati tra loro attraverso percorsi pedonali, al fine di garantire il regolare svolgimento delle attività lavorative.

Adiacente all'area per i dipendenti, opportunamente coibentato e con accesso indipendente, è presente il locale tecnico a servizio dell'edificio (Fig.4.31).

L'intento della progettazione è stato quello di creare un'area accogliente, luminosa e fruibile, caratterizzata da ampi spazi aperti e capace di garantire tutti i servizi necessari alla clientela: è stata posta particolare attenzione agli aspetti distributivi, cercando di renderli il più semplici ed intuitivi possibile, con ampi spazi liberi ed un arredamento consono e minimale.

Da un'analisi dell'edificio emerge la netta distinzione tra le due aree interne, quella destinata al pubblico e quella per i dipendenti, i quali possono svolgere le rispettive attività in totale libertà, al fine di poter garantire alle attività di trasporto di denaro e preziosi di essere svolte in totale sicurezza.

L'Ufficio Postale

L'ufficio postale si trova al primo piano dell'edificio più piccolo del centro polifunzionale.

Dal punto di vista distributivo riprende quello che è lo schema della banca sottostante, anche se i differenti servizi offerti rendono necessarie alcune variazioni nella suddivisione dei locali.

Sviluppato su una superficie di circa 360 mq, presenta un'ampia area di accoglienza, nella quale, oltre ad un'apposita zona di attesa, è possibile accedere a cinque sportelli per il pubblico, due uffici per informazioni ed un ufficio dedicato alla spedizione e ritiro di pacchi postali. Anche a questo livello la parete che affaccia sull'interno dell'edificio è completamente trasparente, come a creare una sorta di continuità con l'edificio posto di fronte e con l'ambiente esterno.

Gli uffici amministrativi si trovano nella parte retrostante gli sportelli per il pubblico, in corrispondenza di quelli sottostanti appartenenti alla banca: in quest'area si trovano gli uffici del personale, un archivio per i documenti e i servizi igienici per i dipendenti, opportunamente dimensionati (Fig.4.32).

A questo livello, adiacenti al vano ascensore, sono presenti anche i servizi igienici destinati all'utenza, dimensionati secondo le norme vigenti (DM 236/89).

Gli Uffici Comunali

Collocati all'ultimo piano dell'edificio più piccolo, questa sede distaccata del Comune di Pisa raccoglie al suo interno tutta una serie di servizi utili, non solo per gli abitanti della "Cittadella" ma per l'intera area di Ospedaletto: da un'analisi territoriale, è emersa infatti la mancanza, nella parte sud della città di Pisa, di tale tipologia di servizi, presenti solamente nelle aree adiacenti al centro cittadino.

Grazie a tali uffici sarà possibile per gli utilizzatori temporanei, avere notizie ed informazioni riguardo la loro permanenza all'interno della "Cittadella" e per gli utenti esterni accedere a servizi quali anagrafe, edilizia privata, lavori pubblici, ecc, senza dover necessariamente recarsi nella sede centrale del Comune.

Anche a questo livello troviamo un'ampia zona di attesa e accoglienza, attraverso la quale si accede agli sportelli per il pubblico ed ai vari uffici presenti: i dipendenti potranno usufruire di uno spazio privato e di servizi igienici a loro destinati.

I servizi igienici per gli utenti sono collocati in adiacenza al vano ascensore, in corrispondenza di quelli presenti al livello sottostante(Fig.4.33).

Le Attività Commerciali

I primi due livelli dell'edificio Nord sono destinati alle attività commerciali: al piano terra è presente un supermercato, mentre il primo piano è destinato ad una galleria commerciale dove troviamo attività destinate alla vendita di prodotti vari quali abbigliamento, elettronica, ecc.

Il supermercato posto al piano terra è una delle attività essenziali allo svolgimento della vita all'interno del lotto: una delle principali problematiche che si sono verificate nei precedenti progetti di insediamenti per le emergenze, come ad esempio quelli dell'Aquila, è stata la difficoltà nel reperire generi alimentari, vista l'eccessiva distanza tra i moduli abitativi provvisori e le "vicine" attività commerciali. In questo progetto si è posta particolare attenzione proprio a questo aspetto, cercando di non garantire alle persone solamente un alloggio, ma tutta una serie di servizi primari, grazie ai quali rendere la permanenza all'interno del lotto il meno "traumatica" possibile.

L'ingresso principale è collocato su via Emilia, mentre un secondo accesso è posto lungo il percorso pedonale tra i due edifici: lo spazio interno è organizzato lungo una serie di corridoi trasversali, lungo i quali sono disposti gli scaffali con i prodotti alimentari. Oltre all'area commerciale sono presenti anche appositi uffici amministrativi, per il controllo delle attività, le scale e il vano ascensore, le quali collegano questo livello con la galleria commerciale posta al piano superiore(Fig.4.31).

Quest'ultima si sviluppa lungo un percorso pedonale "circolare", che segue il perimetro dell'edificio, con le attività commerciali concentrate verso l'interno: questo per favorire il passaggio della luce naturale verso l'interno, e creare una continuità spaziale con l'esterno, grazie alle ampie superfici vetrate presenti sulle pareti esterne.

A tale livello è possibile trovare anche un punto ristoro e i servizi igienici destinati agli utenti(Fig.4.32).

La galleria rappresenta un elemento molto importante per lo sviluppo della “Cittadella”, sia per lo svolgimento della vita al suo interno, garantendo agli abitanti un luogo di svago e aggregazione, sia per la spinta economica che tale struttura potrà dare grazie all’intervento di privati in fase di realizzazione.

Le Aule Polifunzionali

Gli ultimi due livelli dell’Edificio Nord sono destinati alle aule polifunzionali: tali spazi polivalenti sono stati pensati per quelle attività per le quali non è possibile realizzare spazi appositamente designati, per ovvi motivi logistici e spaziali, ma che comunque risultano importanti per lo svolgimento della vita all’interno della “cittadella”.

Queste aree sono state pensate come spazi completamente aperti, all’interno dei quali poter svolgere principalmente attività di riunione, pensati come luoghi di aggregazione e socializzazione(Fig.4.33;Fig.4.34).

L’idea nasce soprattutto dalla mancata presenza di luoghi di culto all’interno del lotto: inizialmente infatti si era pensato di realizzare spazi idonei alla riunione di tipo religioso, ma questo avrebbe portato a dover progettare uno spazio consono per ogni dottrina, vista la multietnicità che ormai caratterizza le nostre città.

Il concetto si è quindi sviluppato in un’altra direzione: non potendo creare spazi appositamente dedicati si è deciso di garantire comunque la possibilità di svolgere riunioni di tipo religioso realizzando degli spazi polivalenti, da poter sfruttare per varie occasioni.

I due locali, aventi superficie pari a circa 400 mq, sono stati pensati completamente aperti, dotati di un’ottima illuminazione naturale garantita dalle ampie superfici vetrate presenti sulle pareti laterali dell’edificio. La volontà è proprio quella di realizzare spazi neutri e multifunzionali, senza vincoli spaziali, in grado di poter accogliere al loro interno attività di vario tipo, quali riunioni, comizi, assemblee, ecc.

Ciascun livello è inoltre dotato di appositi servizi igienici per gli utenti.

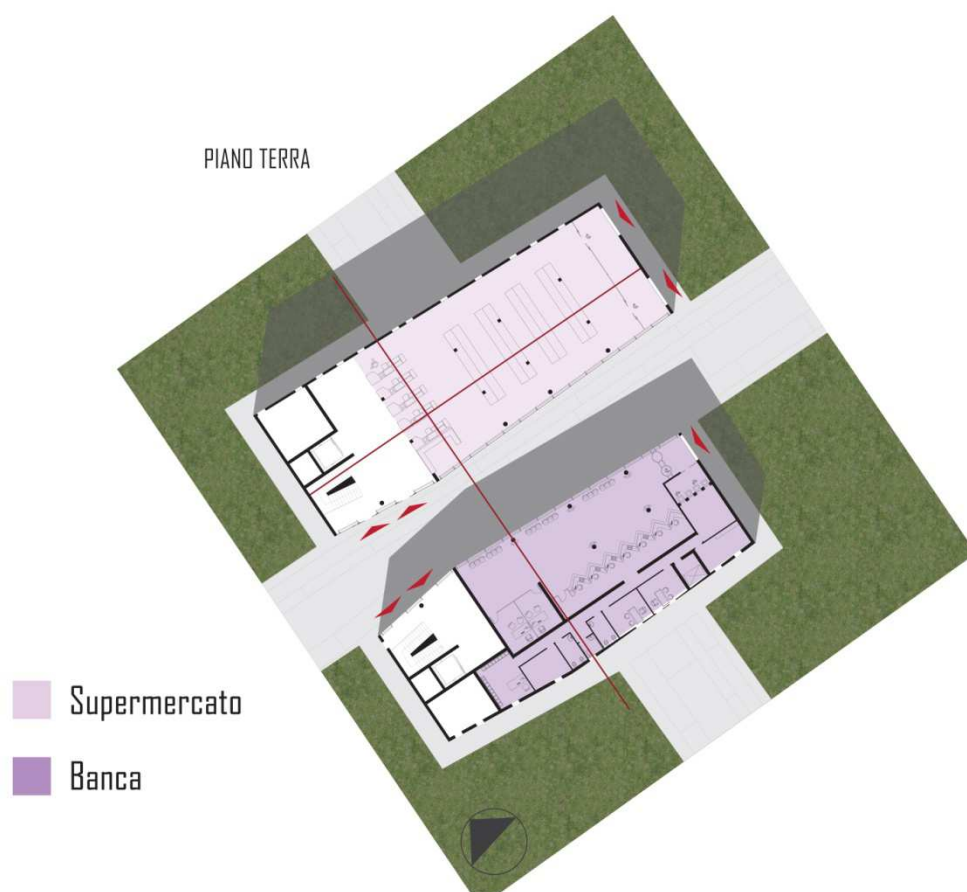


Fig.4.31. Planimetria Piano Terra

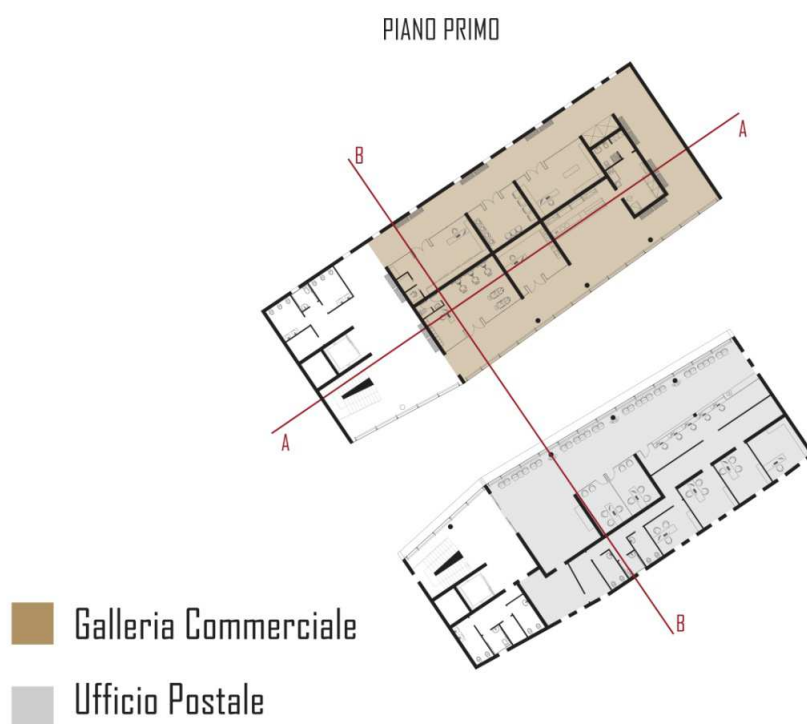


Fig.4.32. Planimetria Primo Livello

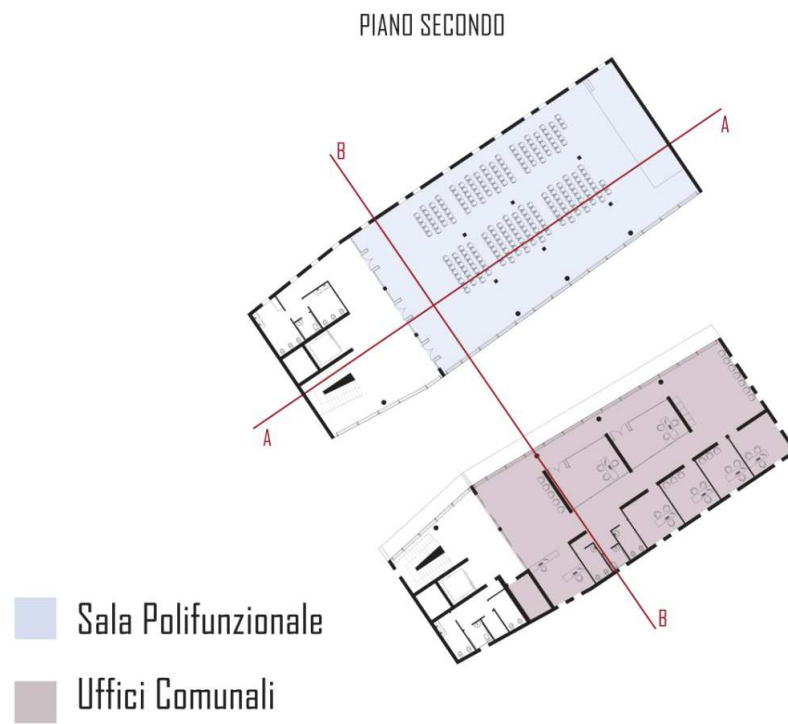


Fig.4.33. Planimetria Secondo Livello

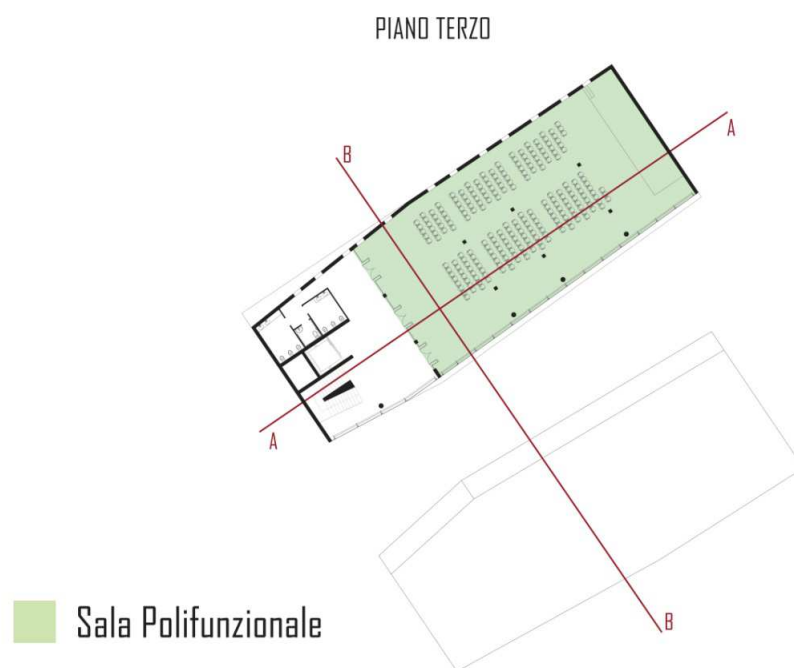


Fig.4.34. Planimetria Terzo Livello

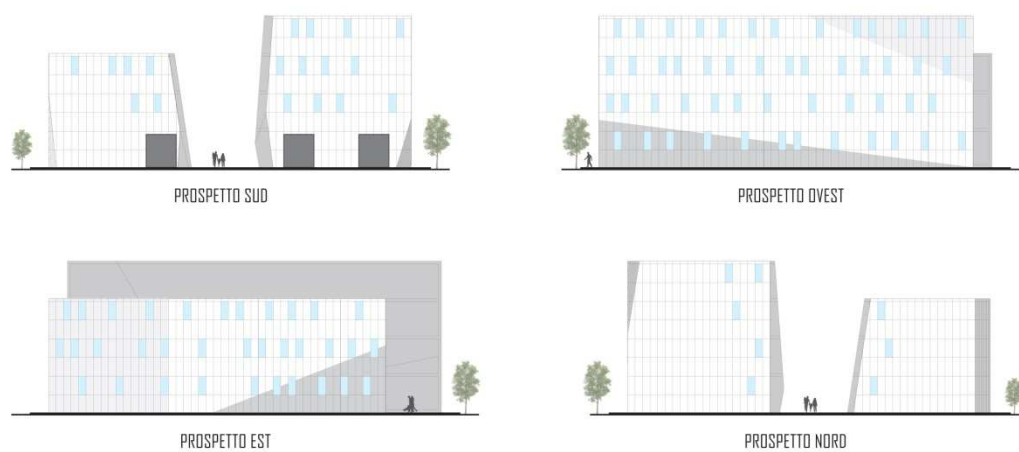


Fig.4.35. Prospetti

4.2.5. L'EDIFICIO SCOLASTICO

Una delle linee guida primarie di questo progetto è quella di garantire agli abitanti della “cittadella” la presenza di un edificio dedicato alle attività scolastiche ed extrascolastiche.

L'idea progettuale nasce dalla particolarità dell'intervento, in quanto le limitazioni spaziali e la necessità di ridurre i tempi di realizzazione rendono necessaria la progettazione di un edificio polivalente, in grado di accogliere al suo interno differenti gradi di istruzione.

Partendo da un'analisi dei dati ISTAT, inerenti le fasce di età della popolazione italiana, si è avuto un riscontro su quella che è la percentuale della popolazione con età inferiore ai 15 anni, risultata pari a circa il 14%.

Rapportando tale percentuale al numero massimo di persone che posso essere accolte dalle unità abitative del lotto, si è ottenuto il numero ipotetico di abitanti al di sotto dei 15 anni, che risulta essere pari a 65.

Il progetto dell'edificio scolastico si sviluppa a partire da questo dato: le attività sono infatti suddivise in base al livello di istruzione, in tre macroaree, destinate rispettivamente alla scuola per l'infanzia, alla scuola elementare ed infine alla scuola media inferiore.

L'idea è quella comunque di creare un edificio unico, con spazi indipendenti ed interconnessi, opportunamente dimensionati e collegati tra loro attraverso percorsi pedonali coperti e aperti, dotato di aree verdi attrezzate, all'interno del quale si svolgono attività connesse all'istruzione e ad attività extra-scolastiche, destinate anche alla popolazione adulta della “Cittadella”.

Quest'ultimo punto ha portato ad un sovradimensionamento della struttura, rispetto a quelle che sono le reali esigenze, con la creazione di spazi destinati ad attività socio-culturali, quali la musica, la lettura e l'istruzione.

Analisi delle esigenze

Situato nella parte più interna del lotto, adiacente la ferrovia, l'edificio, avente forma trapezoidale con corte interna, si estende su una superficie pari a circa 5000 mq, 3400 dei quali dedicati agli spazi coperti e i restanti 1600 a spazi verdi per attività all'aperto, con un'altezza da terra che oscilla dai 4 ai 6 metri.

La collocazione nasce dalla volontà di posizionare la scuola vicino alle unità abitative ma allo stesso distante dalla via Emilia, per evitare interazioni tra il traffico qui presente e le attività scolastiche, al fine di ridurre il rumore.

Per la distribuzione interna degli spazi sono state analizzate quelle che sono le esigenze dei vari livelli di istruzione, ottenendo quanto segue:

Scuola per l'infanzia: Aree per le attività pedagogiche

Aree per la mensa

Aree per il riposo

Uffici

Servizi igienico sanitari e spogliatoi

Percorsi di distribuzione

Scuola elementare e media: Aree per le attività pedagogiche

Laboratori per attività scolastiche ed extrascolastiche

Biblioteca

Aree per la mensa

Uffici

Sala conferenze

Servizi igienico sanitari

Percorsi di distribuzione

Nonostante siano state pensate all'interno di uno stesso edificio, si è cercato di separare la scuola per l'infanzia dal resto, al fine di garantire un migliore svolgimento delle attività ed evitare che risultino di ostacolo l'una nei confronti dell'altra.

L'edificio presenta pianta trapezoidale, ed è dotato di 6 accessi distribuiti lungo l'intero perimetro, 3 che accedono direttamente al cortile interno mentre gli altri 3 permettono di accedere all'interno dell'edificio, uno per la scuola d'infanzia, uno per la scuola elementare e uno per la scuola media (Fig.4.35;Fig.4.36;Fig.4.37;Fig.4.38; Fig.4.39).

Le aule per i bambini e per gli alunni affacciano tutte sul giardino interno, al quale sono collegate tramite ampie superfici vetrate, per garantire ottime condizioni di illuminazione naturale e confort interno, sia fisico che psicologico.

Linee progettuali

Nella progettazione dell'edificio è stata posta particolare attenzione agli aspetti distributivi, cercando di suddividere le varie attività in modo opportuno, ma creando comunque uno spazio continuo ed omogeneo, dove i bambini potranno facilmente orientarsi e svolgere le loro attività.

Il contatto con l'esterno è un altro fattore importante che è emerso da varie indagini conoscitive: tale esigenza si è manifestata con l'utilizzo di ampie superfici vetrate, che creano un contatto diretto con il giardino comune alle varie sezioni, facilitando le relazioni tra i bambini stessi.

Particolare attenzione è stata posta anche a quello che è il contatto visivo dei bambini con la struttura: l'involucro esterno è stato pensato per favorire l'inserimento e l'approccio alla scuola, grazie ad un gioco di forme geometriche, creato dalla disposizione degli infissi, e all'utilizzo del materiale legno per il rivestimento, lo stesso dei moduli abitativi, al fine di creare nella mente dei bambini una sorta di seconda casa, dove trascorrere gran parte della giornata.

Nella progettazione si è tenuto conto anche delle possibili problematiche prodotte dalla presenza della ferrovia, in termini di rumore prodotto dal traffico ferroviario: a tal proposito, oltre a garantire una distanza dalla linea sufficiente ad attenuare di molto il suono, si è deciso di creare una schermatura contro il rumore, composta da un filare di alberi, che ne favorisce la diffrazione(Fig.4.40).

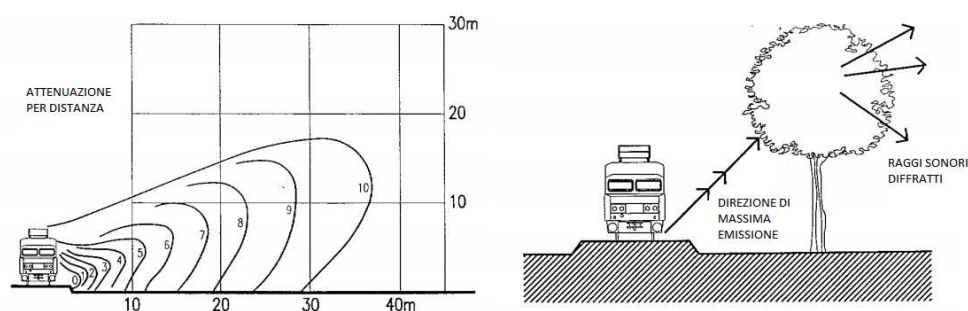


Fig.4.40. Schermatura dal rumore ferroviario

A servizio dell'edificio scolastico sono presenti ampi parcheggi, sia per i dipendenti che per gli utenti esterni.

Disposizione interna

La scuola elementare e quella media inferiore sono inserite all'interno di un unico blocco, che si estende per una superficie pari a circa 1800 mq: in quest'area è possibile realizzare 4 aule destinate all'istruzione elementare 2 aule per l'istruzione media inferiore, ciascuna contenete 18 posti a sedere, 2 laboratori, uno per l'informatica, e le lingue straniere, dotato di 18 postazioni, e uno per la musica, all'interno dei quali, oltre alle attività scolastiche gli abitanti del lotto possono seguire corsi pomeridiani in orario extra scolastico. La mensa, posta in posizione centrale rispetto alle aule, è in grado di ospitare fino a 72 alunni, ed è stata dotata dei servizi necessari previsti dalla normativa, quali la dispensa per la conservazione dei cibi, una cucina, spogliatoi e servizi igienici per il personale ed un ingresso indipendente, tramite il quale vengono consegnati i prodotti alimentari. Come si può notare, il numero di posti a sedere presenti all'interno della mensa è inferiore a quello degli alunni totali, questo in quanto è previsto che i pasti siano consumati in più turni differenti.

Oltre ai servizi igienici, divisi per sesso ed opportunamente dimensionati, sono presenti gli uffici amministrativi, che regolano lo svolgimento delle attività all'interno della scuola, collocati in posizione adiacente ad uno degli ingressi principali.

Tutti questi spazi sono stati posizionati cercando di evidenziare ed inquadrare le varie attività, che, seppur indipendenti, risultano ben collegate tra loro attraverso percorsi interni che garantiscono un'ottima fruibilità.

La scuola materna è stata invece pensata come un elemento indipendente, dotato di spazi propri, appositamente dedicati: situata sul lato dell'edificio parallelo alla ferrovia, ha una superficie di circa 600 mq, all'interno della quale si trovano 2 aule polivalenti, dove i bambini possono svolgere le varie attività, un'aula destinata al pranzo, con annessi servizi igienici, e la mensa, anch'essa come nel caso precedente, dotata di tutti i servizi richiesti e di un ingresso indipendente.

Le aule stati concepite per essere utilizzate sia singolarmente che ontemporaneamente da più sezioni, in quanto separate da pareti mobili.

Oltre a questi spazi, la scuola materna è dotata di locali atti a garantire i servizi di assistenza previsti dal DM del '75, quali un ufficio per l'accoglienza, una stanza per le visite, un deposito per le attrezzature e i passeggini ed una piccola lavanderia, oltre ai servizi igienici per gli accompagnatori.

Tutti i locali sono collegati tra loro da un ampio corridoio, attraverso il quale è possibile percorrere con estrema facilità intero edificio.

Completano la struttura una biblioteca, messa a disposizione anche per gli utenti esterni, dotata di ingresso indipendente rispetto alle attività scolastiche e servizi igienici propri, e un piccolo auditorium, in grado di ospitare eventi connessi alle attività scolastiche e non(Fig.4.41).



Fig.4.41. Individuazione AFO

Al fine di consentire l'utilizzo dei locali anche a persone con ridotte o impedito capacità motorie, tutti i locali sono stati opportunamente dimensionati ed attrezzati, garantendo, con opportuni accorgimenti spaziali, le manovre di una sedia a ruote necessarie per l'utilizzo dei vari servizi.

Lo spazio aperto interno alla scuola, oltre a garantire un'area sicura dove poter svolgere attività ludiche, permette di favorire la socializzazione tra i bambini di differenti età, consentendo ai bambini di muoversi a loro agio.

L'area esterna che circonda l'edificio è dotata di ampi spazi verdi, percorsi pedonali ed aree attrezzate, dove i bambini potranno trascorrere del tempo in orario extrascolastico.



Fig.4.35. Planimetria Edificio Scolastico

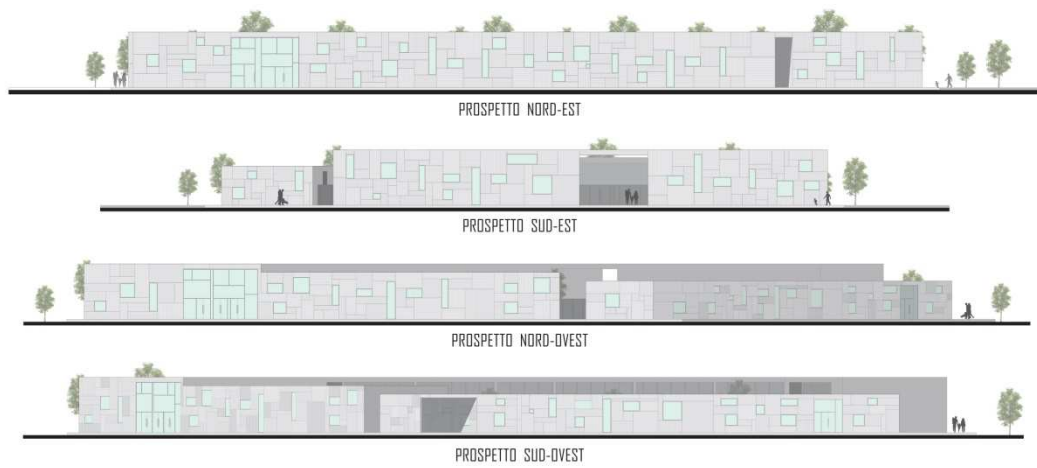


Fig.4.36. Prospetti



Fig.4.37. Vista 3D



Fig.4.38. Vista 3D



Fig.4.40. Vista 3D

4.2.5. L'IMPIANTO SPORTIVO

L'area sud del lotto è stata destinata a quelle che saranno le attività sportive messe a disposizione, fruibili sia dall'utenza interna del lotto, che da quella esterna.

Lo studio di questa area parte sia da un'analisi delle necessità delle vittime che vivranno all'interno del lotto, sia da un'analisi su quelli che sono gli impianti sportivi presenti nell'area della città di Pisa, dalla quale è emersa una carenza di strutture in grado di ospitare attività multiple, dall'atletica leggera, al tennis, al calcetto, ecc. a queste due esigenze, va aggiunta quella di realizzare una struttura coperta, da mettere a disposizione del centro scolastico, per svolgere attività motoria.

Questi concetti principali hanno portato alla progettazione di un'area in grado di accogliere molteplici tipologie di attività sportive, destinate anche a classi di età molto differenti tra loro, da svolgersi sia all'aperto che al coperto.

Sono state quindi individuate le strutture necessarie a tale scopo, secondo quanto segue:

- Palestra
- Pista di atletica con attività connesse
- 3 Campi da calcetto
- 2 Campi da tennis
- 2 Piste da bocce

Queste attività sono state scelte cercando di garantire a tutte le fasce di età la possibilità di svolgere attività fisiche e motorie all'interno del lotto, senza la necessità di dover uscire all'esterno(Fig.4.42).

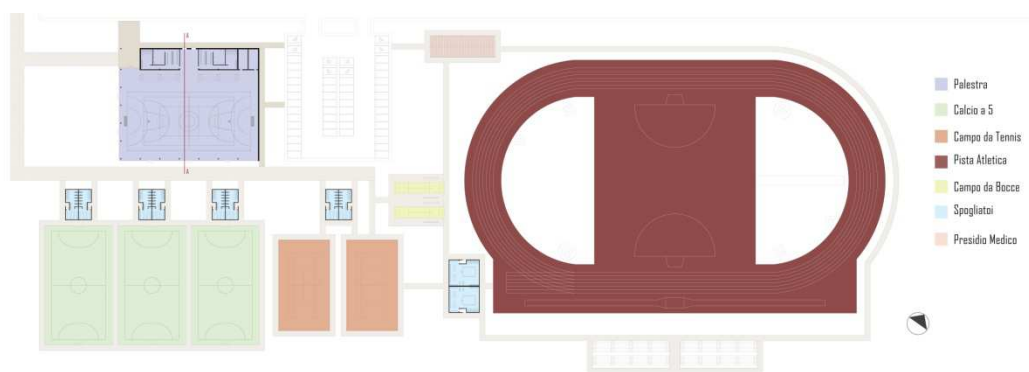


Fig.4.42. Planimetria Impianto Sportivo

Tale area è stata collocata in modo tale da poter essere facilmente raggiungibile sia dalla scuola che dalle abitazioni, ed è per questo che è stata posizionata nella parte sud del lotto, lungo una delle due strade principali di accesso al lotto.

La palestra, di dimensioni 40x50 metri circa, è stata dotata di spogliatoi opportunamente dimensionati, per poter accogliere manifestazioni sportive di vario genere, ed è l'elemento architettonico caratterizzante l'impianto: all'interno la luce la fa da padrona, con un'ampia superficie vetrata ed una copertura rialzata, realizzata con materiali sintetici che permettono alla luce di filtrare all'interno (Fig.4.43; Fig.4.44).

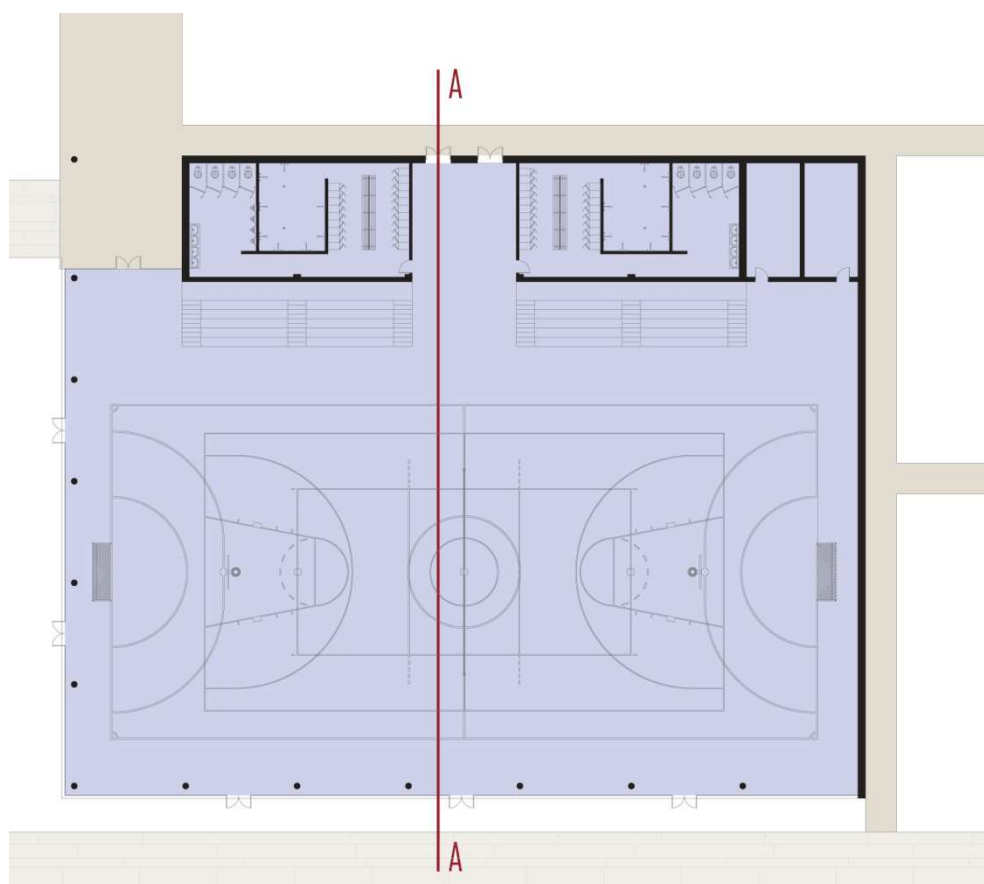


Fig.4.43. Planimetria Palestra

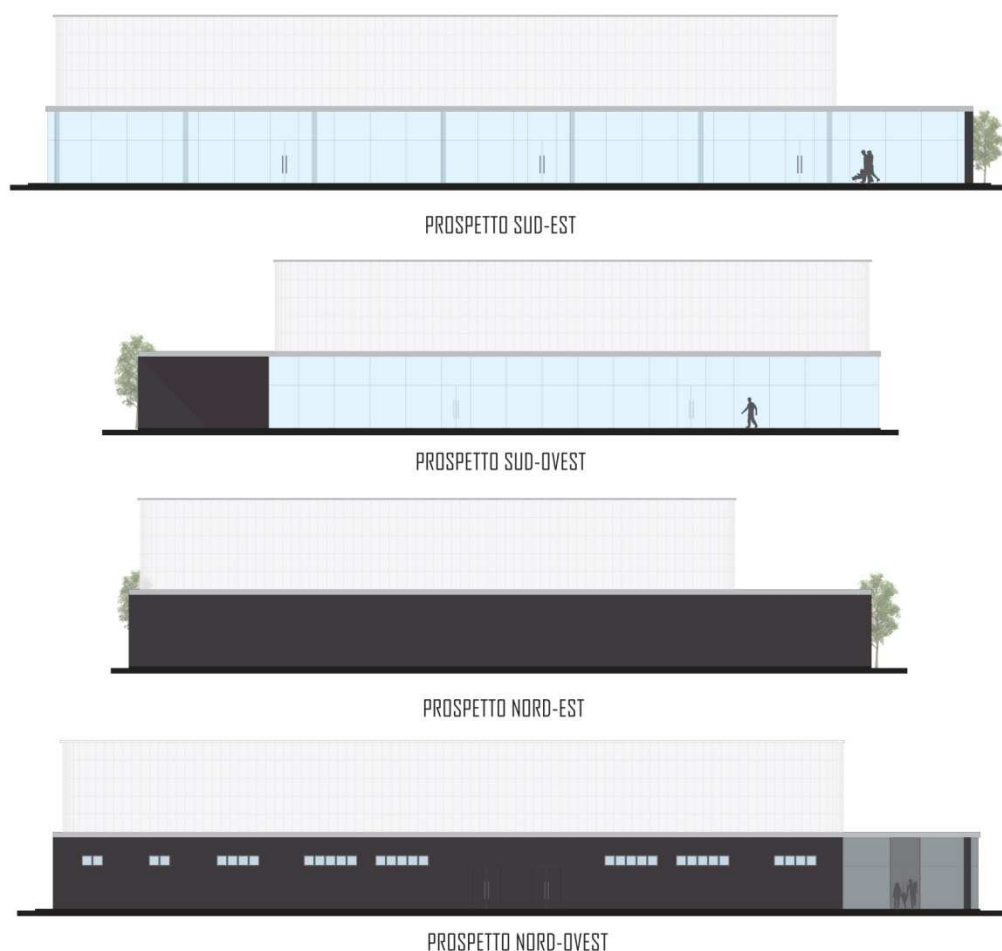


Fig.4.44. Prospetti Palestra

La genesi del progetto nasce infatti dal disegno di una piattaforma orizzontale continua, ad un'altezza di 3,5 metri, segnalata da un marcapiano di colore grigio chiaro, che contiene i volumi di servizio (spogliatoi, locali igienici, infermeria, magazzino), su cui sorge un volume per un'altezza complessiva di circa 7,5 metri, tamponato in polycarbonato multicamera opalino.

Tale scelta materica ha un duplice significato: da un lato quello funzionale-ambientale di garantire nei periodi diurni condizioni di maggiore utilizzo grazie ad un'abbondanza di luce naturale e ottenendo così un notevole risparmio energetico; dall'altro nei periodi notturni quello di trasformare l'edificio in una sorta di lanterna, una calotta illuminata che segnala la presenza del complesso all'interno del lotto (Fig.4.45; Fig.4.46; Fig.4.47).

Il collegamento tra la palestra e le altre attività sportive all'aperto è garantito dalla presenza di percorsi pedonali ed ampi spazi verdi, che permettono una totale libertà di movimento all'interno del complesso.

All'interno dell'area sono presenti anche spogliatoi, messi a servizio dei campi da calcetto, da tennis e della pista di atletica, opportunamente dimensionati.

Un piccolo presidio medico è situato lungo la strada principale di accesso al lotto, al suo interno saranno svolte attività di pronto intervento e visite mediche.

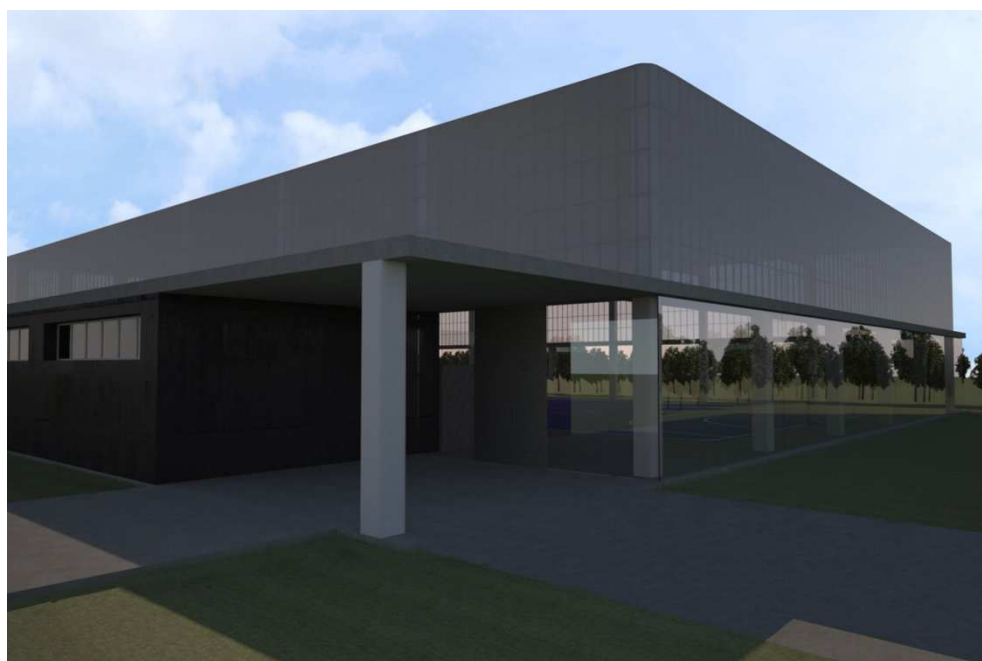


Fig.4.45. Vista 3D



Fig.4.46. Vista 3D



Fig.4.47. Vista 3D

5. L'UNITÀ ABITATIVA

5.1. L'UNITÀ ABITATIVA

L'edificio oggetto dell'analisi strutturale è uno dei tre edifici ad uso residenziale, pensati per questo progetto.

L'edificio è costituito da due piani fuori terra, con un'altezza di interpiano pari a 3,00 m, per un'altezza complessiva fuori terra di 7,6 m.

Le dimensioni globali massime in pianta dell'edificio sono di 22,0 m x 7,5 m, con interassi tra gli elementi strutturali che variano da un minimo di 4,2 m ad un massimo di 5,0 m.

Gli elementi strutturali fuori terra quali travi e pilastri sono realizzati in legno lamellare, avente classe di resistenza GL32h, e sono costituiti da portali, collegati tra loro tramite travi longitudinali secondarie.

La struttura non presenta controventi di parete, in quanto a causa dei modesti carichi a cui è sottoposta, si è deciso di incastrare i pilastri alla base, irrigidendo la struttura e rendendola resistente agli sforzi orizzontali.

Per quanto concerne i controventi di falda invece, sono stati introdotti nella campata centrale, due tiranti in acciaio, disposti a croce di S.Andrea, opportunamente ancorati alle travi di copertura.

Andiamo ora ad analizzare quelle che sono le strutture degli orizzontamenti e dei tamponamenti:

Solaio di interpiano: realizzato con elementi prefabbricati in legno, costituiti da un'intelaiatura principale, costituita da travetti 120x180 mm e due pannelli OSB3 con spessore pari a 15 mm ciascuno, con isolante termoacustico all'interno dell'intercapedine; la finitura inferiore è costituita da un pannello in gesso fibra, mentre la parte superiore è completata da uno strato di granulare autolivellante, in argilla espansa, un pannello gesso fibra e la pavimentazione.

Solaio di copertura: realizzato con elementi prefabbricati in legno, costituiti da un'intelaiatura principale, costituita da travetti 120x180 mm e due pannelli osb3 con spessore pari a 15 mm ciascuno, con isolante termoacustico all'interno dell'intercapedine; la finitura inferiore è costituita da un pannello in gesso fibra, mentre la parte superiore è completata da uno strato di impermeabilizzante, listelli in legno, 40x30 mm, e doghe di copertura.

Tamponatura esterna: realizzata con elementi prefabbricati in legno, costituiti da un'intelaiatura principale, costituita da montanti 80x160 mm e due pannelli osb3 (spessore 15 mm), con isolante termico posto all'interno dell'intercapedine; la finitura interna è costituita da listelli 40x30 mm, con interasse 50 cm, tra i quali viene posato con uno strato di isolante termoacustico e fissato un pannello in gessofibra; la finitura esterna è costituita invece da uno strato di impermeabilizzante ed uno strato di listelli in legno, ad interasse 50 cm, sui quali è fissato il rivestimento di facciata in doghe di legno.

Divisori interni: realizzati con elementi prefabbricati in legno, costituiti da un'intelaiatura principale, costituita da montanti 80x160 mm e due pannelli in gesso fibra, con isolante termoacustico posto all'interno dell'intercapedine.

La stratigrafia e le caratteristiche fisiche di tali elementi saranno meglio analizzate al Paragrafo 5.6.1, relativo all'analisi dei carichi.

Le opere di fondazione sono costituite da elementi di tipo "New Jersey", prefabbricati, in calcestruzzo armato, assimilabili ad una fondazione a trave rovescia, che corre lungo tutto il perimetro del fabbricato, e in corrispondenza di ciascun portale in legno, secondo una maglia ben definita.

Ogni elemento facente parte della struttura è stato quindi modellato, analizzato e verificato, secondo le modalità riportate nei paragrafi seguenti.

Si riportano di seguito le piante dell'edificio, con indicazione degli elementi strutturali e delle dimensioni (Fig.5.1;Fig.5.2;Fig.5.3).

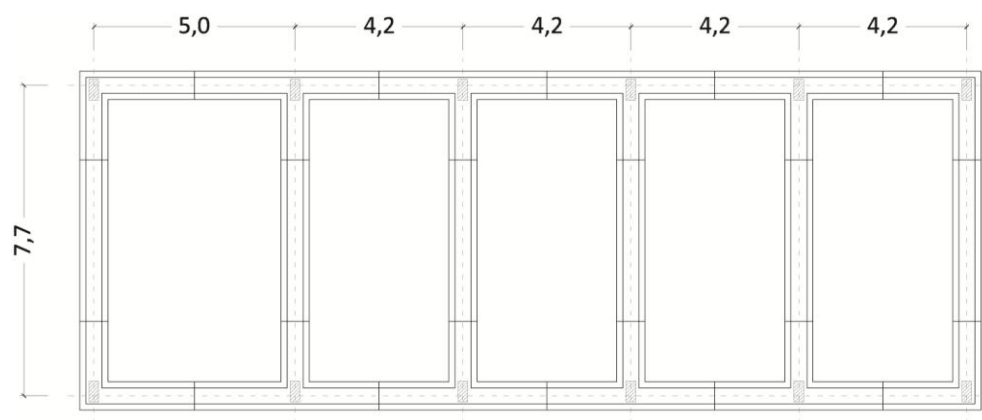


Figura 5.1 – Pianta fondazioni

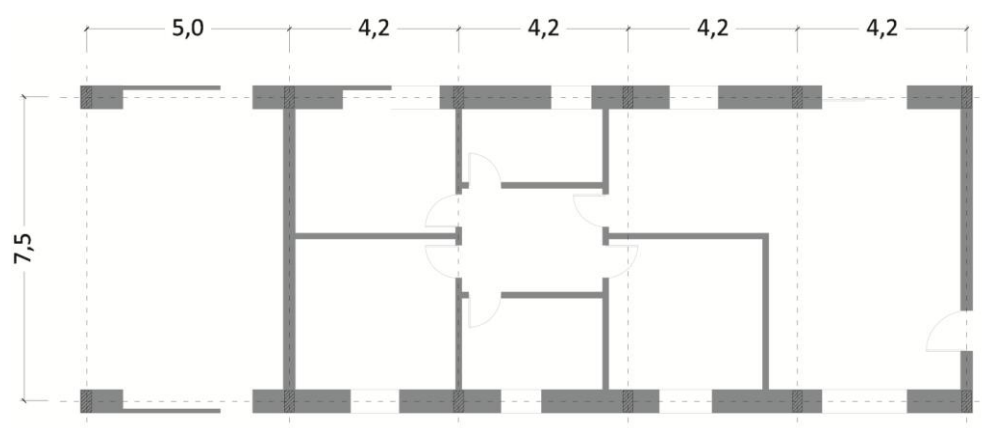


Figura 5.2 – Pianta piano terra

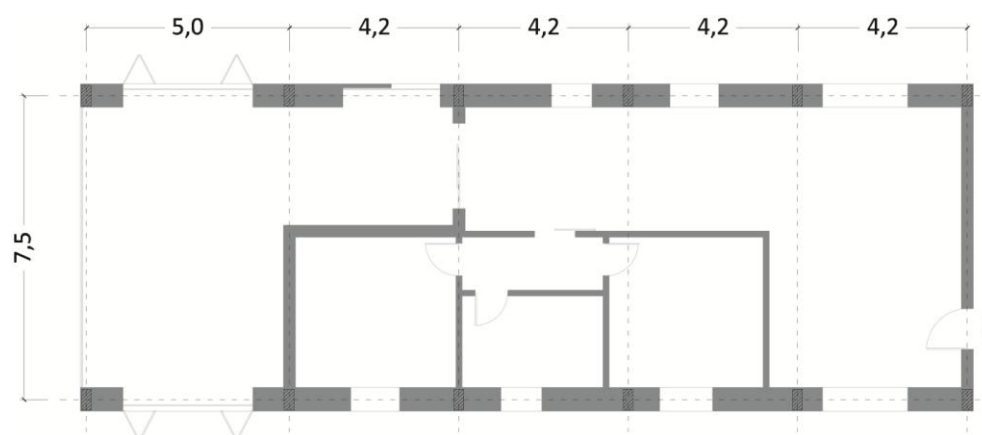


Figura 5.3 – Pianta primo piano

5.2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali norme a cui è stato fatto riferimento nella progettazione strutturale dell'edificio in esame sono:

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 (*NTC 2008*);
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.;
- UNI EN 1993-1-1 - *Eurocodice 3*, Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1, Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1995-1-1 - *Eurocodice 5*, Progettazione delle strutture in legno - Parte 1-1, Regole generali, regole comuni e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-1 - *Eurocodice 8*, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1, Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

In generale sono state seguite le prescrizioni fornite nella normativa nazionale, *NTC 2008*; per valutare e approfondire alcuni aspetti invece, in mancanza di indicazioni esaustive è stato fatto ricordo alla normativa internazionale e nello specifico agli *Eurocodici* sopra indicati.

5.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE

5.3.1. GENERALITA' SUL LEGNO LAMELLARE

Il legno lamellare nasce col fine di superare i limiti dimensionali del tronco dell'albero dal quale si ricavano le travature: da un solo fusto è infatti impossibile ottenere elementi di sezione e lunghezza necessarie a consentire la copertura di luci libere di 20-30 metri, ne consente di ottenere travi curve, o della curvatura voluta, di sezione sufficiente. Nel 1905, con lo sviluppo dei collanti, Hetzer iniziò ad applicare la tecnica che ha portato alle attuali strutture in legno lamellare incollato: il processo consiste nella divisione del tronco in tavole, essiccate ed assortite in qualità, giuntate di testa a formare le "lamelle" calibrate in spessore (di norma intorno ai 33 mm), ed infine, disposte a pacchi e tra loro incollate a formare le travi, elementi strutturali composti di dimensioni, sezione e caratteristiche geometriche svincolate dalla geometria iniziale del tronco. Tutto il processo avviene in ambiente con caratteristiche controllate (umidità e temperatura) e ogni fase (scelta delle lamelle, incollaggio, pressione di incollaggio, finitura) è sottoposta a severi controlli, al fine di ottenere un prodotto finito omogeneo, caratterizzato da prestazioni meccaniche con limitate dispersioni che consente l'adozione di bassi coefficienti di sicurezza e quindi il totale sfruttamento della resistenza del lamellare.

Riguardo alle caratteristiche proprie del lamellare, è importante parlare della sua leggerezza (peso specifico $\gamma = 550 \text{ kg/mc}$, circa 1/5 del calcestruzzo), che, considerando le elevate prestazioni meccaniche, è molto importante per le ricadute positive che si hanno sul dimensionamento delle strutture in elevazione e di fondazione e per i risparmi sulle spese di trasporto e messa in opera.

Di contro però, il lamellare è per sua natura un materiale "unidirezionale" (il legno è un materiale anisotropo), nel senso che lavora bene se sollecitato in senso parallelo alle fibre e male in senso perpendicolare ad esse, pertanto poco si adatta alle realizzazioni di strutture che si sviluppano liberamente nello spazio.

Affinché si possa parlare di travi in legno lamellare, si deve essere in presenza di più di due tavole incollate tra loro, lo spessore delle lamelle di regola non deve superare i

40 mm e la larghezza i 220 mm. Nel caso che la larghezza superi tale misura si dovrà procedere ad utilizzare tavole tra loro accostate (procedimento che tuttavia non può essere agevolmente utilizzato nei moderni cicli produttivi automatizzati) oppure snervate tramite fresature longitudinali.

Con il sistema costruttivo in legno lamellare, a partire dagli anni '70, grazie allo sviluppo ed all'affidabilità raggiunta dai collanti, è possibile realizzare travature in legno a sezione piena di diverse misure, di lunghezze notevoli ed anche curvate, il tutto con crescente automazione degli impianti ed una sempre maggiore filosofia della prefabbricazione.

In Italia, l'introduzione del legno lamellare come sistema costruttivo alternativo è storia recente e ha avuto inizio nella regione alpina, in particolare in Alto Adige.

Come per tutti i materiali, anche nel caso del legno per una corretta progettazione in zona sismica, è necessario soddisfare i criteri generali attinenti alla risposta globale dell'edificio: oltre alla regolarità, sia geometrica che delle caratteristiche meccaniche, che riduce l'insorgere di momenti torcenti, si è tenuto conto anche del grado di iperstaticità della struttura nel suo complesso, in modo da avere uno sfruttamento efficace delle risorse post-elastiche. Poiché il legno presenta un comportamento sostanzialmente fragile, il compito di dissipare energia deve necessariamente essere affidato ai collegamenti, dove l'interazione tra legno e metallo consente lo sfruttamento di risorse plastiche.

La costruzione è dotata di un sistema strutturale che ne garantisce la rigidità e la resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali dell'azione sismica, ed è stata progettata in accordo con un comportamento strutturale dissipativo, garantendo l'attivazione dei meccanismi deformativi duttili, evitando che si attivino meccanismi in elementi meno duttili e meccanismi fragili.

A tal fine, si è tenuto conto di quanto previsto dall'Eurocodice 5, in termini di materiali e relative proprietà, inerenti le giunzioni, secondo quanto segue:

- solo materiali e connettori meccanici che siano in grado di fornire un comportamento a fatica oligociclica appropriato possono essere utilizzati in tali giunzioni;

- i giunti incollati devono essere considerati non dissipativi;
- i giunti di carpenteria possono essere utilizzati solo se sono in grado di fornire una capacità di dissipazione adeguata;

L'edificio rispetta inoltre i requisiti previsti dalle NTC2008 al punto 7.2.2 relativi alle caratteristiche di regolarità in pianta e in altezza riportate di seguito:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati del rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati rigidi nel loro piano e sufficientemente resistenti;
- tutti i sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione.

In funzione della tipologia strutturale, del suo comportamento duttile e della capacità di dissipare energia, l'edificio è stato assegnato alla classe di duttilità CD"B", cioè "Strutture aventi una bassa capacità dissipativa", in accordo con quanto previsto dalle NTC2008 al punto 7.7.3, prevedendo un fattore di struttura q_0 , pari a 2,5, corrispondente a "Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni".

5.3.2. METODI DI VERIFICA

Le normative di riferimento, quali le NTC 2008 e l'Eurocodice 5, per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali in legno prevedono che tali elementi siano progettati seguendo il metodo di verifica della sicurezza. Al fine di un'analisi globale della struttura, è possibile assumere un comportamento elastico lineare dei materiali, considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

In relazione alla determinazione delle resistenze degli elementi strutturali, le normative di riferimento indicano di tenere in considerazione alcune particolarità del materiale legno, come la dipendenza della resistenza dalla durata dei carichi e dall'umidità.

A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione, il comportamento reologico del materiale legno ha un effetto diretto sulla sua resistenza e deformazione, dunque è di fondamentale importanza tenere conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura, la sensibilità del legno alle variazioni di umidità e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

Per questo i valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici di resistenza, sono assegnati con riferimento combinato a due elementi: le classi di durata del carico e le classi di servizio.

Le classi di durata del carico si riferiscono ad un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura; le azioni di calcolo devono quindi essere assegnate ad una delle classi di durata del carico (Tab.5.1):

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Tabella 5.1 - Classi di durata dei carichi

I carichi agenti sulla struttura sono quindi stati divisi secondo quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di “durata permanente”;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di “lunga durata”;
- i carichi variabili degli edifici appartengono alla classe di “media durata”;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito; nel caso specifico è possibile considerare il carico neve come un'azione di “breve durata”;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali appartengono alla classe di “durata istantanea”.

Per tenere conto della sensibilità del legno alle variazioni di umidità sono definite tre classi di servizio (Tab.5.2):

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 5.2 - Classi di servizio

Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale è dunque dipendente dalla classe di durata del carico e dalla classe di servizio, ed è definito nel seguente modo:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- X_k = valore caratteristico della proprietà del materiale;
- γ_M = coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

- k_{mod} = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

I valori del coefficiente parziale di sicurezza γ_M sono riportati di seguito (Tab.5.3):

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

Tabella 5.3 – Valori del coefficiente di sicurezza γ_M

I valori del coefficiente correttivo k_{mod} sono riportati di seguito (Tab.5.4):

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Tabella 5.4 – Valori del coefficiente K_{mod}

Per la struttura sono state utilizzate travi e pilastri in legno lamellare in legno di conifera omogeneo appartenente alla classe di resistenza GL32h, aventi le caratteristiche riportate in tabella (Tab.5.5).

Valori caratteristici di resistenza per il legno lamellare di conifera - GL32h			
FLESSIONE	$f_{m,g,k}$	32,0	N/mm ²
TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA	$f_{t,0,g,k}$	22,5	N/mm ²
TRAZIONE PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA	$f_{t,90,g,k}$	0,5	N/mm ²
COMPRESSIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA	$f_{c,0,g,k}$	29,0	N/mm ²
COMPRESSIONE PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA	$f_{c,90,g,k}$	3,3	N/mm ²
TAGLIO	$f_{v,g,k}$	3,8	N/mm ²
MODULO ELASTICO MEDIO PARALLELO ALLE FIBRE	$E_{0,g,mean}$	13.700	N/mm ²
MODULO ELASTICO CARATTERISTICO PARALLELO ALLE FIBRE	$E_{0,g,05}$	11.100	N/mm ²
MODULO DI TAGLIO MEDIO	$G_{g,mean}$	850	N/mm ²

Tabella 5.5 – Valori caratteristici di resistenza

Per ottenere i valori di resistenza di calcolo si procede come indicato precedentemente, definendo le resistenze per ogni classe di durata del carico: considerando che è stata assegnata alla struttura una “Classe di servizio 2”, e tenendo conto dei valori di γ_M e k_{mod} , dedotti dalle tabelle sopra riportate, si ottiene una struttura caratterizzata dai valori di resistenza e moduli elastici riportati di seguito (Tab.5.6):

Valori di calcolo di resistenza - GL32h						
		$k_{mod} = 0,6$	$k_{mod} = 0,7$	$k_{mod} = 0,8$	$k_{mod} = 0,9$	$k_{mod} = 1,0$
FLESSIONE	$f_{m,d}$	13,2 N/mm ²	15,4 N/mm ²	17,7 N/mm ²	19,9 N/mm ²	22,1 N/mm ²
TAGLIO	$f_{v,d}$	1,6 N/mm ²	1,8 N/mm ²	2,1 N/mm ²	2,4 N/mm ²	2,6 N/mm ²
TAGLIO TRASVERSALE (rolling shear)	$f_{w,d}$	0,4 N/mm ²	0,5 N/mm ²	0,6 N/mm ²	0,6 N/mm ²	0,7 N/mm ²
TRAZIONE	$f_{t,0,d}$	9,3 N/mm ²	10,9 N/mm ²	12,4 N/mm ²	14,0 N/mm ²	15,5 N/mm ²
COMPRESSIONE	$f_{c,0,d}$	12,0 N/mm ²	14,0 N/mm ²	16,0 N/mm ²	18,0 N/mm ²	20,0 N/mm ²
TORSIONE	$f_{t,d}$	1,0 N/mm ²	1,2 N/mm ²	1,4 N/mm ²	1,6 N/mm ²	1,7 N/mm ²

Tabella 5.6 - Valori caratteristici di resistenza in funzione di K_{mod}

5.3.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi strutturale dell'edificio è stata condotta utilizzando un modello tridimensionale della struttura, rappresentando in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. La struttura è a telaio in legno lamellare, ed è composta da telai principali iperstatici, con pilastri incastrati a terra ed in sommità, e travi di copertura incastrate nel nodo con il pilastro ed incernierate al colmo; i vari portali sono collegati tra loro da travi secondarie di parete ed arcarecci di falda, entrambi incernierate agli estremi.

Il telaio in legno è soggetto a carichi gravitazionali, alle azioni orizzontali di vento e sisma, al carico neve ed esercizio.

L'analisi e la modellazione della struttura in esame è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "SAP 2000 v.14.0.0".

Nella definizione del modello gli elementi non strutturali quali tamponature e tramezzi sono stati rappresentati esclusivamente in termini di massa.

Gli elementi monodimensionali in legno, quali travi e colonne, sono stati modellati nel programma di calcolo mediante elementi frame, ovvero aste sollecitate da sforzi normali N , sforzi di taglio T_x , T_y e momenti flettenti e torcenti M_x , M_y , M_z ; gli elementi frame sono definiti considerando le caratteristiche geometriche e le proprietà del materiale legno (Fig.5.4).

I solai di interpiano sono realizzati con elementi prefabbricati, e sono costituiti da un'intelaiatura interna in travetti di legno, un doppio tavolato incrociato, ed uno strato di massetto a secco autolivellante, dello spessore di 40mm; come indicato nelle NTC2008 al punto 7.2.6., tali orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Nel programma di calcolo tali solai sono stati sostituiti da piani rigidi mediante la definizione per ogni piano del vincolo interno di tipo "diaphragm constraint": in questo modo tutti i nodi vincolati internamente sono uniti l'uno all'altro da connessioni rigide nel piano, ma che non influenzano la deformazione fuori dal piano.

La struttura di fondazione è stata schematizzata come una serie di elementi *beam*, ai quali è stata assegnata un valore di k , valutato tenendo in considerazione la conformazione del terreno di fondazione(Fig.5.5).

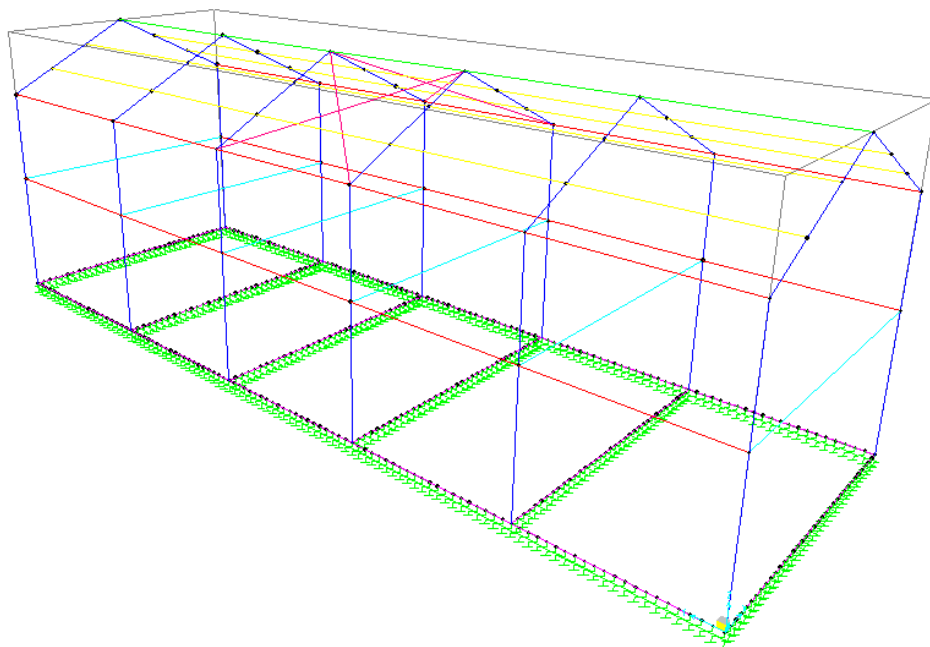


Figura 5.4 – Modello struttura su SAP2000

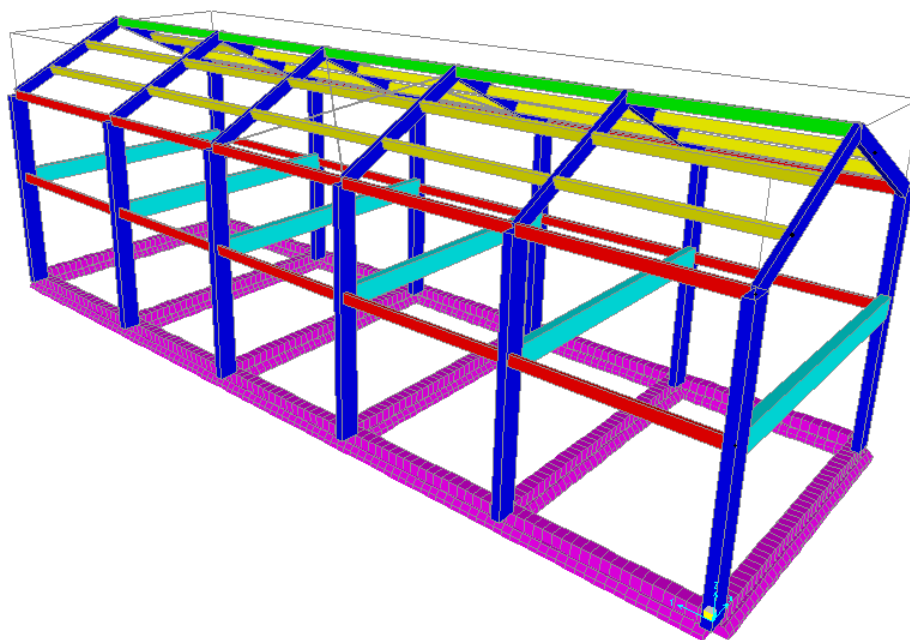


Figura 5.5 – Modello struttura su SAP2000 con sezioni

Il comportamento del terreno è stato schematizzato suddividendo le travi di fondazione in elementi aventi lunghezza pari a circa 20 cm, ed assegnando agli elementi *joint* delle molle aventi una certa rigidezza K , introdotte nel modello di calcolo mediante un vincolo di tipo “springs”.

Il sottosuolo in esame appartiene alla categoria C, definita dalle NTC2008 al punto 3.2.2. come deposito di terreni a grana grossa mediamente addensato o terreno a grana fine mediamente consistente, nello specifico si tratta di un terreno composto da sabbie con argille e limi e argille limose, per il quale è stato considerato un valore indicativo della rigidezza k pari a:

$$k_{statico} = 3,00 \text{ daN/cm}^3 = 30000 \text{ kN/m}^3$$

Tale valore è stato poi moltiplicato per la larghezza della trave di fondazione (0,60 m) e per l'interasse tra due elementi *joint* consecutivi (0,20 m), per ottenere un valore della rigidezza k , da assegnare ad ogni elemento *springs*, pari a:

$$k_{statico} = 3600 \text{ kN/m}$$

Per quanto riguarda la tensione ammissibile del terreno, vista le caratteristiche geologiche, si è deciso di assegnare un valore pari a:

$$\sigma_{amm} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

5.4. VERIFICHE

5.4.1. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, si fa riferimento alle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti. La deformazione degli elementi strutturali, nonché della struttura stessa, risultante dagli effetti delle azioni applicate, da stati di coazione, o da variazioni di umidità, deve essere contenuta entro certi limiti, al fine di garantire l'efficienza degli stessi in condizioni di esercizio.

Le caratteristiche reologiche del legno, giocano un ruolo fondamentale nel comportamento deformativo dell'elemento, causando un progredire delle deformazioni nel tempo sotto carico costante; non ci si può quindi limitare a valutare la freccia istantanea ma va valutata anche quella differita, causata da carichi agenti a lungo termine (Fig. 5.6).

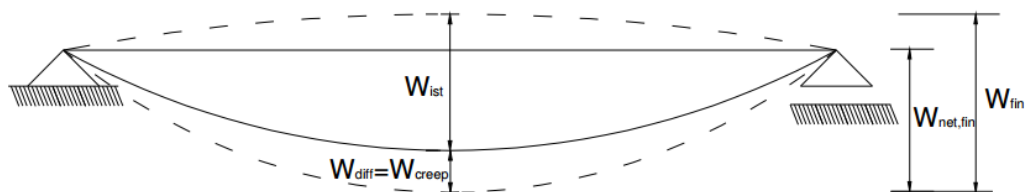


Figura 5.6 – Determinazione della freccia totale

Anche in questo caso viene definito un coefficiente, denominato k_{def} , che tiene conto della classe di servizio, valutato secondo la tabella seguente (Tab. 5.7):

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	-	-
		Parte 2	1,00	-
		Parte 3	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	-	-
		OSB/3 OSB/4	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	-	-
		Parte 5	3,00	-
		Parte 6	-	-
		Parte 7	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	-	-
		MDF.HLS	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Tabella 5.7 – Valori del coefficiente k_{def}

Generalmente il valore della controfreccia iniziale viene considerato nullo, per cui per il calcolo della freccia istantanea si procede con la distinzione tra la freccia dovuta a carichi permanenti e a carichi accidentali:

$$u_{1,ist} = \frac{5 g_k l^4}{384 E_{0,mean} I} + \chi \frac{g_k l^2}{8 G_{mean} A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5 q_k l^4}{384 E_{0,mean} I} + \chi \frac{q_k l^2}{8 G_{mean} A}$$

Si va in seguito a valutare la freccia netta finale, secondo l'espressione:

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} (1 + k_{def}) + u_{2,ist} (1 + \psi_2 k_{def})$$

Le limitazioni da verificare nel caso di contro freccia nulla sono le seguenti:

$$u_{2,ist} \leq \frac{l}{300}$$

$$u_{net,fin} \leq \frac{l}{200}$$

Dove l è la lunghezza libera di inflessione della trave considerata.

5.4.2. STATI LIMITE ULTIMI

La resistenza di un elemento strutturale deve essere verificata in base alle sollecitazioni cui è sottoposto, nelle sezioni che presentano la massima sollecitazione. Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle precedentemente indicate.

Le prescrizioni che seguono si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig.5.7).

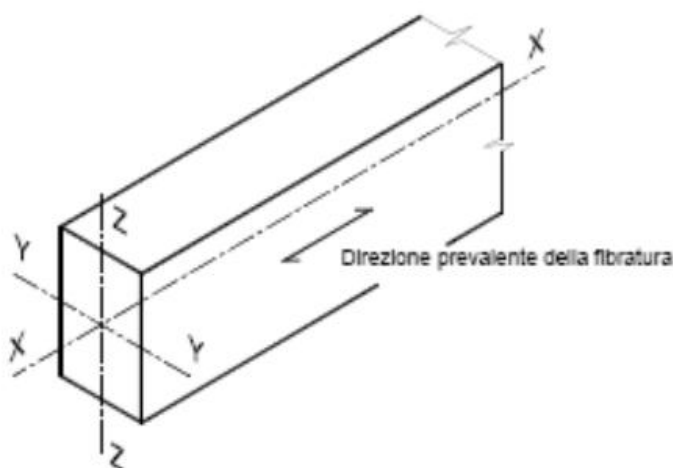


Tabella 5.7 – Orientamento fibratura

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

dove:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A}$$

I valori di $f_{t,0,k}$, possono essere incrementati, per quanto riguarda il legno lamellare, di un valore pari al coefficiente k_h , dovuto alla dimensione della sezione adottata per i provini in laboratorio.

Se $h < 600$ mm, per elementi in legno lamellare, si avrà un valore di k_h pari a:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,2} ; 1,15 \right\}$$

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

Trazione perpendicolare alla fibratura

La trazione perpendicolare alla fibratura rappresenta la sollecitazione più pericolosa di cui si deve tener conto nella verifica di un elemento strutturale, per la quale si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione.

Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità. Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo.

In via del tutto generale, la verifica può ritenersi soddisfatta se:

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2}$$

dove:

- V_0 = volume di riferimento da assumere pari a $0,01 \text{ m}^3$
- V = volume uniformemente sollecitato in m^3

Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

dove:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}$$

Per elementi snelli si dovrà tenere conto anche dell'instabilità dell'elemento per carico di punta.

Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È

possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione;
- $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al capitolo 11.7.1.1 delle NTC.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flessotorsionale) per gli elementi inflessi, come definita al 4.4.8.2.1 delle NTC.

Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Taglio

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

- $\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{A}$ per sezioni rettangolari
- $\tau_d = \frac{4}{3} \frac{V_d}{A}$ per sezioni circolari

Nel caso di sollecitazione agente secondo due direzioni diverse, si potrà considerare la media quadratica dei singoli valori, secondo la relazione:

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{y,d}^2 + \tau_{z,d}^2} = \frac{1,5}{A} \sqrt{V_{y,d}^2 + V_{z,d}^2}$$

Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove:

$$\tau_{tor,d} = \frac{M_{tor,d}}{J_t} b$$

$$J_t = \frac{b^3 h}{3 \left(1 + 0,6 \frac{b}{h} \right)}$$

- k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;
- $M_{tor,d}$ è il momento torcente di progetto;
- b è il lato minore della sezione
- h è il lato maggiore della sezione

Taglio e Torsione

Si può eseguire la verifica combinata:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

5.4.3. VERIFICHE DI STABILITA'

Colonne soggette a compressione o pressoflessione

Secondo quanto previsto dall'EC5, devono essere soddisfatte le seguenti relazioni:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori dei coefficienti $k_{c,y}$ e $k_{c,z}$, e delle snellezze relative, $\lambda_{rel,y}$ e $\lambda_{rel,z}$, sono stati ricavati da apposite formule presenti nel paragrafo, 6.3.2 dell'Eurocodice 5.

Travi soggette a flessione o pressoflessione

Nel caso in cui esista una combinazione fra momento M_y intorno all'asse forte y e forza di compressione N_c , si raccomanda che le tensioni soddisfino, secondo quanto previsto dal paragrafo 6.3.3 dell'Eurocodice 3, la seguente espressione:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right) + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove:

- $\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;
- $\sigma_{c,d}$ è la tensione a compressione di progetto;
- $f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura;
- $k_{c,z}$ è ricavabile dalla formula presente nel medesimo paragrafo;

5.5. METODO DI ANALISI

In fase di progettazione, si è ricorso ad un'analisi lineare statica, applicando forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e modellando quest'ultima attraverso la definizione dello spettro di risposta, come previsto dai requisiti delle NTC al punto 7.3.3.2

Come prima cosa è stata calcolata la forza statica equivalente, relativa ad ogni impalcato, secondo la formula:

$$F_h = S_{d(T_1)} W \frac{\lambda}{g}$$

le tabelle di seguito riassumono i risultati ottenuti:

STATO LIMITE SLV					
DIREZIONE x			DIREZIONE y		
$T_1 =$	0,612137	s	$T_1 =$	0,311945	s
$T_C < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_C / T_1$		$T_B < T_1 < T_C$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$	
$a_g =$	0,118	g	$a_g =$	0,118	g
$F_0 =$	2,404		$F_0 =$	2,404	
$S =$	1,500		$S =$	1,500	
$\eta =$	0,400		$\eta =$	0,400	
$T_B =$	0,149	s	$T_B =$	0,149	s
$T_C =$	0,447	s	$T_C =$	0,447	s
$T_D =$	2,073	s	$T_D =$	2,073	s
$S_d(T_1) =$	0,12428726	g	$S_d(T_1) =$	0,1702032	g
$\lambda =$	1		$\lambda =$	1	
$W =$	569,9	kN	$W =$	569,9	kN
$F_h =$	70,83	kN	$F_h =$	96,99	kN

STATO LIMITE SLD					
DIREZIONE x			DIREZIONE y		
$T_1 =$	0,612137	s	$T_1 =$	0,311945	s
$T_c < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_c / T_1$		$T_B < T_1 < T_c$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$	
$a_g =$	0,048	g	$a_g =$	0,048	g
$F_0 =$	2,548		$F_0 =$	2,548	
$S =$	1,500		$S =$	1,500	
$\eta =$	1,000		$\eta =$	1,000	
$T_B =$	0,138	s	$T_B =$	0,138	s
$T_c =$	0,414	s	$T_c =$	0,414	s
$T_D =$	1,791	s	$T_D =$	1,791	s
$S_d(T_1) =$	0,12407481		$S_d(T_1) =$	0,183456	
$\lambda =$	1		$\lambda =$	1	
$W =$	569,9	kN	$W =$	569,9	kN
$F_h =$	70,71	kN	$F_h =$	104,54	kN

Dopo aver definito il periodo T_1 , è stata valutata l'entità della forza corrispondente, che si ottiene dall'ordinata dello spettro di risposta, al fine di valutare le forze da applicare a ciascuna massa dell'edificio, secondo la formula:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

Al fine di inserire nel programma di calcolo le forze sismiche E_x e E_y , sono state calcolate le coppie M_x e M_y da applicare ai vari impalcati, ottenute valutando l'eccentricità e_x ed e_y della struttura, rispettivamente lungo x e y , e moltiplicandola per le forze F_i precedentemente calcolate.

Le forze sismiche E_x ed E_y , sono state estrapolate dal programma SAP2000, combinando le coppie di momenti calcolate M_x e M_y , sia agli SLV che agli SLD, con gli spettri di risposta precedentemente caricati.

Le combinazioni sismiche caricate sul modello di calcolo, sono state valutate secondo quanto previsto dalle NTC al punto 2.5.3:

$$E + G1 + G2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

combinando le forze sismiche E_x ed E_y , con i coefficienti ± 1 e $\pm 0,3$, al fine di ottenere 32 combinazioni agli SLV e 32 combinazione agli SLD.

Ai fini di un corretto svolgimento dell'analisi è fondamentale che le masse strutturali inserite nel modello di calcolo siano rappresentative dell'effettiva distribuzione di massa sulla struttura, dunque nel programma di calcolo la massa è stata definita considerando le masse degli elementi strutturali e le masse associate ai carichi specificati:

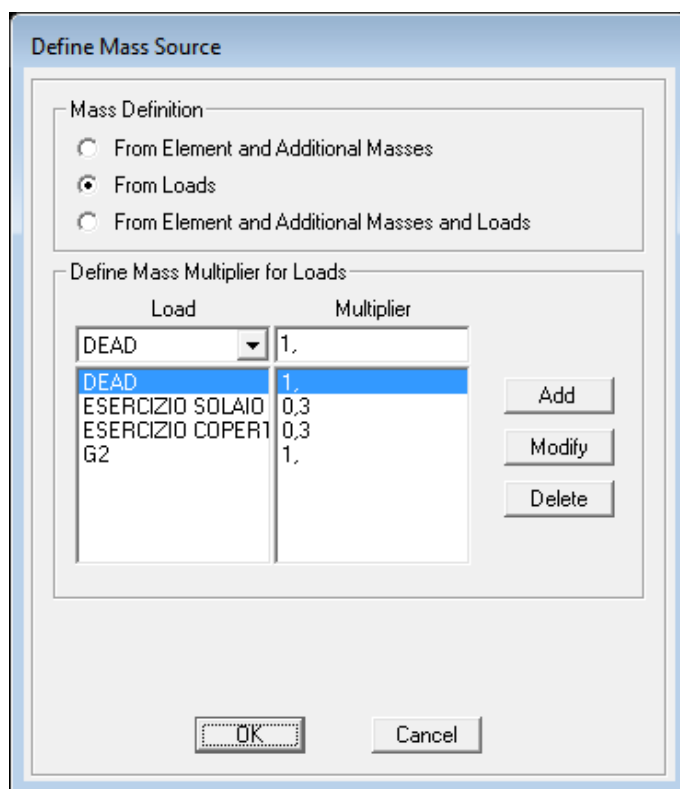


Figura 5.7 – Definizione delle masse partecipanti

5.6.ANALISI DEI CARICHI

Dopo aver modellato la struttura si procede con la definizione e l'applicazione dei carichi gravanti sui vari elementi strutturali presenti nel modello. I carichi sono stati considerati come applicati staticamente.

Sulla base della variazione della loro intensità nel tempo, sono state considerate diverse categorie di azioni: azioni permanenti G , che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione con intensità costante, quali il peso proprio degli elementi strutturali (G_1) e il peso proprio degli elementi non strutturali (G_2); azioni variabili Q , che agiscono con valori istantanei che possono variare nel tempo, costituite dal carico accidentale, il carico neve, l'azione del vento e l'azione termica; azioni sismiche E , derivanti da terremoti.

Nei paragrafi seguenti sono definite le diverse azioni qui brevemente descritte; successivamente tali azioni saranno combinate tra loro mediante l'utilizzo di coefficienti di combinazione come specificato al paragrafo 6.7.

5.6.1. PESO PROPRIO

Nel modello globale i carichi agenti sul solaio sono stati assegnati come carico ripartito sugli elementi *frame*, ovvero sulle travi dove va a scaricare il solaio.

Solaio di Interpiano

Si riporta la stratigrafia corrispondente (Fig.5.8), specificando lo spessore di ciascun materiale, la massa volumica e la massa per unità di superficie (Tab.5.8).

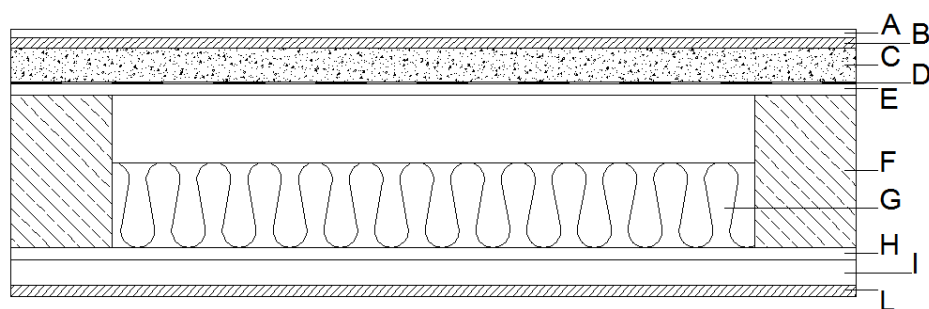


Figura 5.8 – Stratigrafia Solaio di interpiano

	SPESSORE [mm]	MATERIALE	ρ [kg/m ³]	m [kg/m ²]
A	10,0	Pavimentazione in legno	500	5,00
B	12,5	Pannello Gesso Fibra	1.000	12,50
C	40,0	Granulare Livellante (Argilla Espansa KNAUF)	400	16,00
D	-	Protezione impermeabile	-	-
E	100,0	Materiale isolante (Lana di Vetro)	50	5,00
F	15,0	Pannello OSB	550	8,25
G	180,0	Travetti Portanti (120x180 mm)	600	25,92
H	15,0	Pannello OSB	550	8,25
I	30,0	Listelli Legno (40x30 mm)	500	3,00
L	12,5	Pannello gessofibra	1.000	12,50
TOT	315,0			96,42

Tabella 5.8 – Stratigrafia Solaio di interpiano

Solaio Copertura

Si riporta la stratigrafia corrispondente (Fig. 5.9), specificando lo spessore di ciascun materiale, la massa volumica e la massa per unità di superficie (Tab. 5.9).

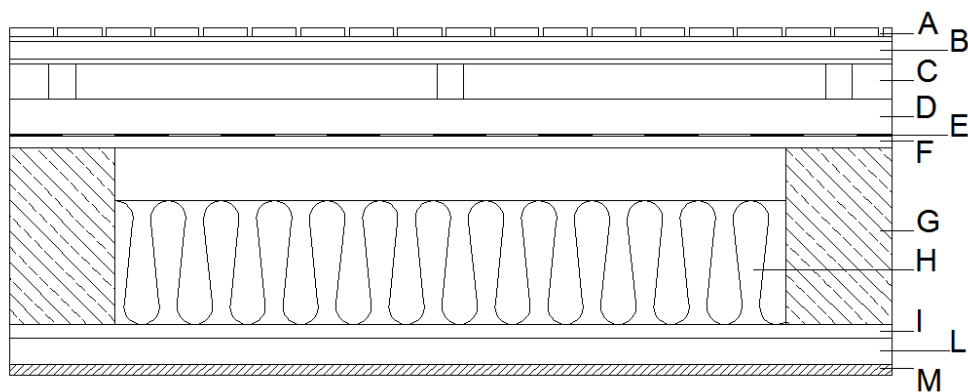


Figura 5.9 – Stratigrafia Solaio di copertura

	SPESSORE [mm]	MATERIALE	ρ [kg/m ³]	m [kg/m ²]
A	20,0	Doghe di Copertura + Supporti	600	12,00
B	30,0	Listelli Legno (40x30)	500	0,60
C	30,0	Listelli Legno (40x30)	500	0,60
D	-	Protezione impermeabile	-	-
E	15,0	Pannello OSB	550	8,25
F	140,0	Materiale isolante (Lana di Vetro)	50	7,00
G	200,0	Travetti Portanti (120x200)	600	28,80
H	15,0	Pannello OSB	550	8,25
I	30,0	Listelli Legno (40x30)	500	3,00
L	12,5	Pannello gessofibra	1.000	12,50
TOT	322,5			81,00

Tabella 5.9 – Stratigrafia Solaio di copertura

Tamponamenti Esterni

Si riporta la stratigrafia corrispondente (Fig.5.10), specificando lo spessore di ciascun materiale, la massa volumica e la massa per unità di superficie (Tab.5.10).

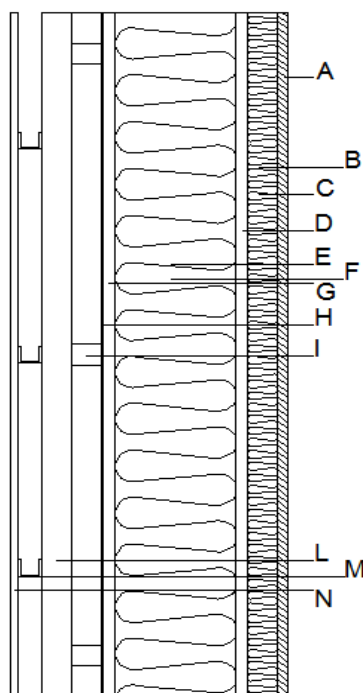


Figura 5.10 – Stratigrafia tamponamenti esterni

	SPESSORE [mm]	MATERIALE	ρ [kg/m ³]	m [kg/m ²]
A	20,0	Doghe di Rivestimento	600	12,00
B	30,0	Supporti		
C	30,0	Listelli Legno (40x30)	500	0,60
D	30,0	Listelli Legno (40x30)	500	0,60
E	-	Protezione impermeabile	-	-
F	15,0	Pannello OSB	550	8,25
G	160,0	Materiale isolante (Lana di Vetro)	50	8,00
H	160,0	Montanti (80x160)	600	15,36
I	15,0	Pannello OSB	550	8,25
L	40,0	Listelli Legno (40x40)	500	3,00
M	40,0	Isolante Termo Acustico	25	1,00
N	12,5	Pannello gessofibra	1.000	12,50
TOT	292,5			69,56

Tabella 5.10 – Stratigrafia tamponamenti esterni

Pareti divisorie interne

Si riporta la stratigrafia corrispondente (Fig. 5.11), specificando lo spessore di ciascun materiale, la massa volumica e la massa per unità di superficie (Tab. 5.11).

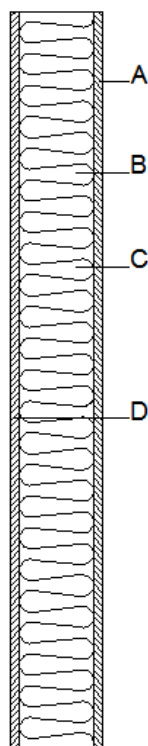


Figura 5.11 – Stratigrafia pareti divisorie interne

	SPESSORE [mm]	MATERIALE	ρ [kg/m ³]	m [kg/m ²]
A	12,5	Pannello gessofibra	1.000	12,50
B	100,0	Struttura Legno	500	20,00
C	80,0	Materiale isolante (Lana di Vetro)	50	4,00
D	12,5	Pannello gessofibra	1.000	12,50
TOT	125,0			49,00

Tabella 5.11 – Stratigrafia pareti divisorie interne

Considerando quindi la stratigrafia indicata e la massa di ogni elemento si ottengono i seguenti carichi:

Peso per unità di superficie delle pareti di tramezzatura - $g_2 = 0,49 \text{ kN/m}^2$;

Altezza delle pareti di tramezzatura - $h = 3,00 \text{ m}$;

Peso per unità di lunghezza delle pareti di tramezzatura - $G_2 = 1,47 \text{ kN/m}$

Come indicato dalle *NTC2008* al *punto 3.1.3.1.* il peso proprio di elementi divisori interni può essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito sul solaio e per elementi divisori con peso proprio per unità di lunghezza compreso nel seguente intervallo:

$$1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \quad g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

5.6.2. CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è valutato come riportato nelle NTC2008 al punto 3.4.1, mediante la seguente espressione, dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona (Fig.5.12). Per la ZONA III, nella quale ricade il Comune di Pisa, e per un'altitudine di riferimento $a_s \leq 200$ m, si ottiene il seguente valore:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

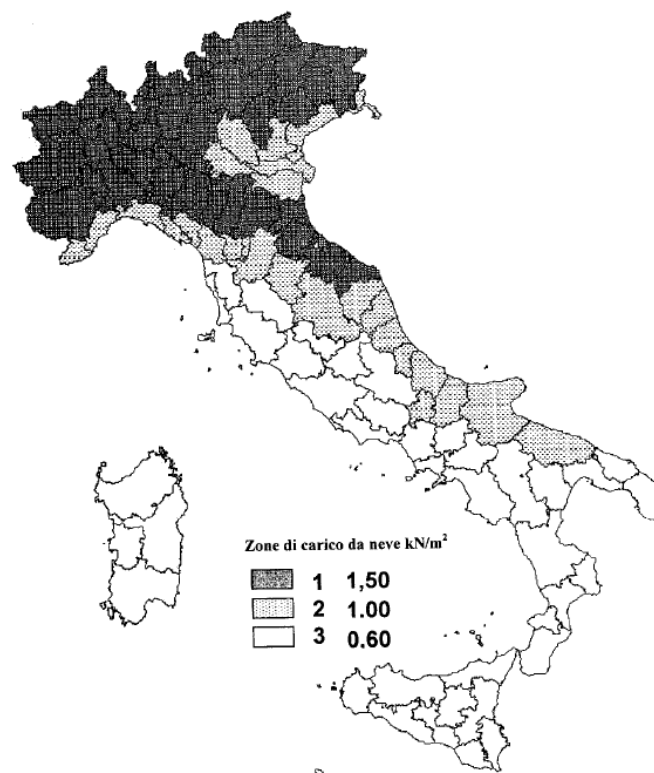


Figura 5.12 – Zone di carico da neve

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera; per la classe di topografia normale, ossia aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti., si assume un valore del coefficiente C_E pari a 0,9.

Il coefficiente termico C_t , in assenza di uno specifico e documentato studio, si assume pari a 1.

Il coefficiente di forma μ_1 si riferisce a coperture a una o più falde e per copertura piana assume il seguente valore:

$$\mu_1 = 0,8 \quad \text{per} \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

Si ottiene quindi un valore del carico neve sulla copertura pari a:

$$q_s = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

5.6.3. AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

La pressione del vento, come riportato nelle NTC2008 al punto 3.3.4. è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_d c_p$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento q_b è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

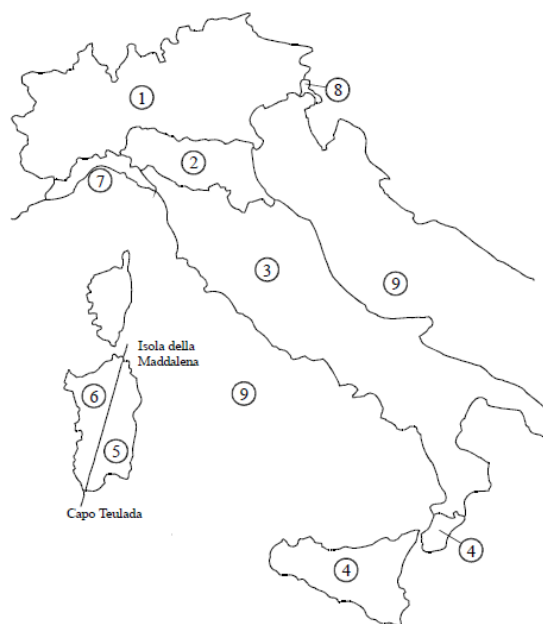


Figura 5.13 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Il Comune di Pisa si trova in ZONA 3 (Fig. 5.13), ed ha un'altitudine sul livello del mare a_s inferiore ad a_0 pari a 500 m, si ottiene un valore della velocità di riferimento v_b pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

ed è quindi possibile calcolare la pressione cinetica di riferimento q_b , pari a:

$$q_b = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_{e(z)} = k^2_r c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \left[7 + c_t \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{min};$$

$$c_{e(z)} = c_{e(z_{min})} \quad \text{per } z < z_{min};$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

La categoria di esposizione del sito è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame la costruzione rientra nella CLASSE DI RUGOSITÀ D, cioè aree prive di ostacoli, per la quale si ottiene la CATEGORIA DI ESPOSIZIONE II (Fig.5.14).

ZONE 1,2,3,4,5						
A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 5.14 – Categorie di esposizione del sito

Per la categoria di esposizione II sono assegnati i seguenti valori dei parametri sopra definiti:

$$k_r = 0,190;$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m};$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}.$$

Il valore del coefficiente c_e , calcolato per l'altezza dell'edificio rispetto al piano di campagna, risulta quindi pari a 2,20.

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali.

Per la valutazione della pressione esterna si assumono i seguenti valori:

- per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,8$;
- per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$,
 $c_{pe} = - 0,4$;
- per elementi sottovento, $c_{pe} = - 0,4$.

Si assume inoltre la costruzione non stagna e quindi $c_{pi} = \pm 0,2$.

Le tabelle seguenti riassumono i risultati ottenuti per ogni caso di vento considerato (Tab.12).

CASO 1 - VENTO DX/SX - $C_{pi} = -0,2$				
ELEMENTO	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$p \text{ (KN/m}^2\text{)}$
1	0,8	-0,2	0,6	0,60
2	-0,25	-0,2	-0,45	-0,45
3	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60
4	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60

CASO 2 - VENTO DX/SX - $C_{pi} = +0,2$				
ELEMENTO	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$p \text{ (KN/m}^2\text{)}$
1	0,8	0,2	1	1,00
2	-0,25	0,2	-0,05	-0,05
3	-0,4	0,2	-0,2	-0,20
4	-0,4	0,2	-0,2	-0,20

CASO 3 - VENTO FRONTE/RETRO - $C_{pi} = -0,2$				
ELEMENTO	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$p \text{ (KN/m}^2\text{)}$
1	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60
2	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60
3	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60
4	-0,4	-0,2	-0,6	-0,60

CASO 4 - VENTO FRONTE/RETRO - $C_{pi} = +0,2$				
ELEMENTO	C_{pe}	C_{pi}	C_p	$p \text{ (KN/m}^2\text{)}$
1	-0,4	0,2	-0,2	-0,20
2	-0,4	0,2	-0,2	-0,20
3	-0,4	0,2	-0,2	-0,20
4	-0,4	0,2	-0,2	-0,20

Tabella 5.12 - Valori di p in funzione del caso di vento

5.6.4. AZIONE SISMICA

L'azione sismica è un'azione dinamica strettamente connessa alle caratteristiche del terreno e del luogo su cui la si valuta, in aggiunta alle caratteristiche strutturali e geometriche della costruzione oggetto dell'analisi.

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due azioni orizzontali dell'azione sismica, trascurando la componente verticale, secondo quanto prescritto dalle NTC2008 al punto 7.2.1, dove si afferma che questa deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Nel caso in esame dunque la componente verticale dell'azione sismica può essere trascurata e l'azione sismica è rappresentata mediante la definizione degli spettri di risposta definiti per le due componenti ortogonali orizzontali.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica del sito ove sorge la costruzione, quest'ultima è definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono dunque valutate sulla base di un periodo di riferimento V_R definito come:

$$V_R = V_N C_U$$

dove:

- V_N è la vita nominale dell'edificio, assunta pari a $V_N = 50$ anni;
- C_U è il coefficiente d'uso dipendente dalla classe d'uso dell'edificio; per edifici in CLASSE D'USO II, cioè costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, $C_U = 1,0$.

Per definire l'azione sismica di progetto è necessario valutare la risposta sismica locale mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento e di categorie topografiche: per il sito in esame la categoria di sottosuolo è la CATEGORIA C, costituita da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La condizione topografica del sito in esame è la CATEGORIA T1, caratterizzata da superficie pianeggiante, pendii o rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$.

Sulla base di questi parametri è possibile definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione, espresso da una forma spettrale riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{aligned}$$

dove:

- T è il periodo di vibrazione;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione: $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione: $\xi = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$, dove ξ è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da: $T_C = C_C \cdot T_C^*$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato da: $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da: $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$.

Una volta definito lo spettro di risposta elastico in accelerazione è necessario individuare gli spettri di progetto: per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_{d(T)}$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di

superamento nel periodo di riferimento PVR considerata. Per gli state limite ultimi, le capacità dissipative delle strutture sono messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso infatti lo spettro di progetto da utilizzare $S_{d(T)}$ è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte mediante l'introduzione del fattore di struttura q .

Il fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale e può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La struttura in esame rientra nella categoria dei portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni, come definito *dalle* NTC2008 al punto 7.7.3, e poiché è stata effettuata una progettazione in Classe di Duttilità bassa, CD"B", si ottiene un valore del fattore di struttura pari a: $q = 2,5$.

Con l'ausilio del documento Excel Spettri NTC versione 1.03, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è possibile ottenere i parametri necessari alla determinazione degli spettri di risposta elastici di riferimento e gli spettri di progetto e gli spettri stessi (Tab.5.13).

SLV		SLD	
a_g	0,118g	a_g	0,048g
F_0	2,404	F_0	2,548
T_c^*	0,279	T_c^*	0,249
S_s	1,500	S_s	1,500
C_c	1,599	C_c	1,661
S_T	1,000	S_T	1,000
q	2,500	q	1,000
S	1,500	S	1,500
η	0,400	η	1,000
T_B	0,149	T_B	0,138
T_c	0,447	T_c	0,414
T_D	2,073	T_D	1,791

Tabella 5.13 – Parametri per la determinazione degli spettri

Una volta definiti gli spettri di progetto mediante i quali è definita l'azione sismica, è necessario tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, applicando dei carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, che per i soli edifici è assunta pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Si ottengono così due momenti torcenti, uno per ogni direzione dell'azione sismica:

$$M_{ix}=F_{six} (\pm e_{ix})$$

$$M_{iy}=F_{siy} (\pm e_{iy})$$

dove:

- F_{six} e F_{siy} sono le forze statiche equivalenti agenti nelle due direzioni x ed y;
- e_{ix} ed e_{iy} sono le eccentricità valutate nelle direzioni x e y;

Per il calcolo delle forze statiche equivalenti, si calcola innanzitutto il peso sismico relativo a ciascun orizzontamento:

LIVELLO I			
ELEMENTO	L [m]	q [kN/m]	W [kN]
Travi Principali	43,2	0,58	24,883
Travi Secondarie	43,6	0,14	6,278
Colonne	34,8	0,48	16,7
Tamponamenti	58	0,70	40,6
ELEMENTO	A [m ²]	q [kN/m ²]	W [kN]
Solaio	157,0	0,97	246,5
Accidentali		2,00	
	TOTALE	W _I [kN]	335,0

LIVELLO II			
ELEMENTO	L [m]	q [kN/m]	W [kN]
Travi Principali	48,3	0,58	27,8
Travi Secondarie	43,6	0,14	6,3
Colonne	15	0,72	10,8
Tamponamenti	58	0,70	40,6
ELEMENTO	A [m ²]	q [kN/m ²]	W [kN]
Solaio Copertura	157,3	0,80	149,4
Accidentali		0,50	
	TOTALE	W _{II} [kN]	234,9

Si calcola quindi la forza statica equivalente da applicare a ciascuna massa, come indicato nelle NTC2008 al punto 7.3.3.2.:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

dove:

- F_i è la forza da applicare all' i -esima massa;
- F_h è data da : $F_h = S_d(T_1) \lambda / g$
- W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata della spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;

- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1 negli altri casi;
- g è l'accelerazione gravitazionale.

Le tabelle seguenti riportano i risultati ottenuti:

STATO LIMITE SLV					
DIREZIONE x			DIREZIONE y		
$T_1 =$	0,612137	s	$T_1 =$	0,311945	s
$T_C < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_C / T_1$		$T_B < T_1 < T_C$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$	
$a_g =$	0,118	g	$a_g =$	0,118	g
$F_0 =$	2,404		$F_0 =$	2,404	
$S =$	1,500		$S =$	1,500	
$\eta =$	0,400		$\eta =$	0,400	
$T_B =$	0,149	s	$T_B =$	0,149	s
$T_C =$	0,447	s	$T_C =$	0,447	s
$T_D =$	2,073	s	$T_D =$	2,073	s
$S_d(T_1) =$	0,12428726	g	$S_d(T_1) =$	0,1702032	g
$\lambda =$	1		$\lambda =$	1	
$W =$	569,9	kN	$W =$	569,9	kN
$F_h =$	70,83	kN	$F_h =$	96,99	kN

STATO LIMITE SLD					
DIREZIONE x			DIREZIONE y		
$T_1 =$	0,612137	s	$T_1 =$	0,311945	s
$T_C < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_C / T_1$		$T_B < T_1 < T_C$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$	
$a_g =$	0,048	g	$a_g =$	0,048	g
$F_0 =$	2,548		$F_0 =$	2,548	
$S =$	1,500		$S =$	1,500	
$\eta =$	1,000		$\eta =$	1,000	
$T_B =$	0,138	s	$T_B =$	0,138	s
$T_C =$	0,414	s	$T_C =$	0,414	s
$T_D =$	1,791	s	$T_D =$	1,791	s
$S_d(T_1) =$	0,12407481		$S_d(T_1) =$	0,183456	
$\lambda =$	1		$\lambda =$	1	
$W =$	569,9	kN	$W =$	569,9	kN
$F_h =$	70,71	kN	$F_h =$	104,54	kN

Note quindi le forze statiche equivalenti è possibile calcolare l'entità dei momenti torcenti da applicare ad ogni impalcato, sulla base dell'eccentricità accidentale fissata pari al 5% delle dimensioni in pianta, ovvero:

$$\begin{array}{lll} L_x = & 7,2 & \text{m} \\ e_x = & 0,36 & \text{m} \\ L_y = & 21,8 & \text{m} \\ e_y = & 1,09 & \text{m} \end{array}$$

I momenti torcenti ottenuti devono poi essere combinati con gli effetti dell'azione sismica, definita nel modello di calcolo mediante gli spettri di risposta.

Gli effetti sulla struttura dovuti all'azione sismica, sono stati combinati successivamente, sommando e sottraendo agli effetti dell'azione in una direzione il 30 % degli effetti dell'azione nell'altra direzione, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi, ottenendo 32 combinazioni per l'azione sismica, definite come segue:

$$\begin{array}{l} \pm E_x^{\pm} \pm 0,3 E_y^{\pm} \\ \pm E_x^{\pm} \pm 0,3 E_y^{\pm}. \end{array}$$

5.6.5. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le verifiche previste dalle *NTC2008* sugli elementi strutturali dell'edificio, prendono in considerazione diverse combinazioni delle azioni, a seconda dello stato limite considerato. Come riportato nella norma al *punto 2.5.3* per valutare gli effetti delle azioni sulla struttura si definiscono le seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli Stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, impiegata per gli Stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli Stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli Stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

La tabella che segue riporta i valori dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione (Tab.5.14).

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 5.14 – Coefficienti parziali di sicurezza

5.7. VERIFICHE DI RESISTENZA

Gli elementi monodimensionali si distinguono in elementi orizzontali, rappresentati dalle travi principali e secondarie, che sostengono il solaio di interpiano e la copertura, e elementi verticali, quali pilastri.

Di seguito sono riportate le piante del piano terra e del primo piano dell'edificio oggetto del progetto(Fig.5.15;Fig.5.16):

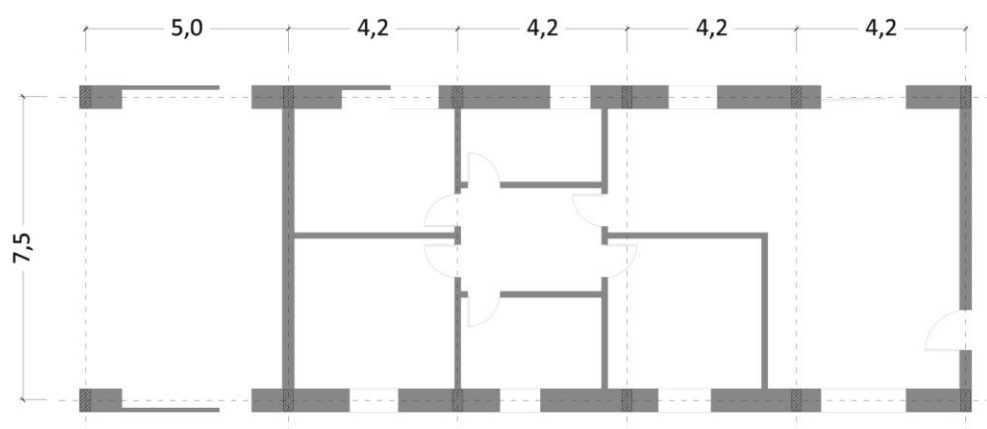


Figura 5.15 – Pianta piano terra

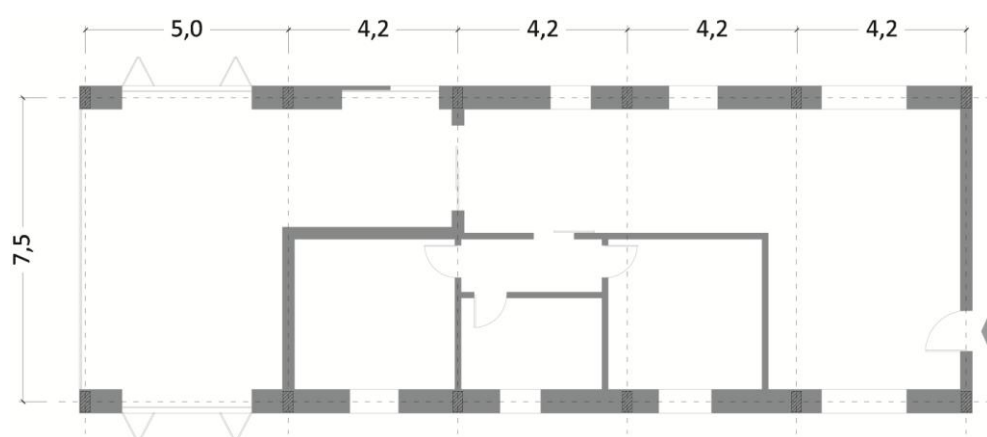


Figura 5.16 – Pianta primo piano

5.7.1. PILASTRI

I pilastri sono elementi continui che si sviluppano dal livello del piano terra fino all'altezza di gronda della struttura, per un totale di 5,8 m. Come precedentemente affermato, lo schema statico di questi elementi prevede un incastro alla base, identificato nel collegamento con la fondazione, ed uno in sommità con la trave di copertura.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

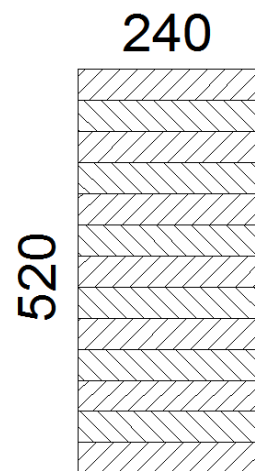
materiale: GL24h

lunghezza: 5800 mm

area: 124800 mm²

W_3 : 10816000 mm³

W_2 : 4992000 mm³



Gli elementi colonna sono membrature soggette a compressione parallela alla direzione della fibratura ed a momento, dunque devono essere verificati a compressione semplice ed a presso/tensoflessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in tre punti dell'elemento, rispettivamente al piede, in corrispondenza delle travi del primo impalcato ed in testa, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose, verificando ogni volta i valori di $\pm N_{\max}$, $\pm M_{\max}^2$ e $\pm M_{\max}^3$.

Definite le tensioni agenti sull'elemento, $\sigma_{c,0,d}$, $\sigma_{m,2,d}$ e $\sigma_{m,3,d}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di N , M_2 e M_3 , è stata condotta la verifica a presso/tensoflessione prevista dalle NTC, al punto 4.4.8.1.8, data da:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Per quanto riguarda la *verifica di stabilità*, si è calcolata la snellezza relativa dell'elemento, valutata per il piano in cui assume il valore massimo e dalla tensione critica, calcolata con la teoria classica della stabilità.

La snellezza dell'elemento dipende dal raggio di inerzia della sezione e dalla lunghezza di libera inflessione dell'elemento stesso; per ottenere il massimo valore di snellezza tra i due piani, si considera il raggio di inerzia minore., data da:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

La lunghezza di libera inflessione dipende dalla lunghezza dell'elemento e dal coefficiente β , funzione dei vincoli agli estremi dell'elemento stesso; nel caso in esame si assume $\beta = 1$.

Una volta definite le snellezze, sono state definite le snellezze relative, calcolate secondo la formula prevista dall'Eurocodice 5 al punto 6.3.2:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

è stata condotta la verifica ad instabilità per colonne soggette a compressione o pressoflessione, data da:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

β_c è un coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità definiti nella Sezione 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{per legno massiccio} \\ 0,1 & \text{per legno lamellare incollato e LVL} \end{cases}$$

L'Allegato A contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.7.2. TRAVI COPERTURA

Le travi di copertura sono elementi continui nei nodi, ed hanno la funzione di supportare i carichi agenti sul solaio di copertura, trasmesse dagli arcarecci precedentemente dimensionati. Sono state schematizzate nel modello di calcolo come elementi *beam*, incastrati alla testa del pilastro ed incernierati in corrispondenza del colmo di copertura.

Caratteristiche generali:

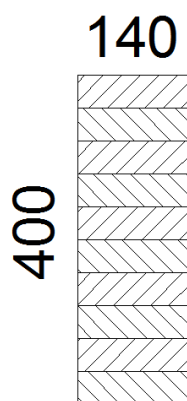
sezione: 140x400 mm

materiale: GL24h

lunghezza: 4020 mm

area: 124800 mm²

W_3 : 3733333 mm³



Gli elementi sono soggetti a sforzo assiale e a momento flettente, e devono perciò essere verificati a pressoflessione e deve essere inoltre effettuata la verifica ad instabilità pressoflessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

Definite le tensioni agenti sull'elemento, $\sigma_{c,0,d}$, $\sigma_{m,2,d}$ e $\sigma_{m,3,d}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di N , M_2 e M_3 , è stata condotta la verifica a presso/tensoflessione prevista dalle NTC, al punto 4.4.8.1.8, data da:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Per quanto riguarda la *verifica di stabilità*, si è calcolata la snellezza relativa dell'elemento, valutata per il piano in cui assume il valore massimo e dalla tensione critica, calcolata con la teoria classica della stabilità.

La snellezza dell'elemento dipende dal raggio di inerzia della sezione e dalla lunghezza di libera inflessione dell'elemento stesso; per ottenere il massimo valore di snellezza tra i due piani, si considera il raggio di inerzia minore., data da:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

La lunghezza di libera inflessione dipende dalla lunghezza dell'elemento e dal coefficiente β , funzione dei vincoli agli estremi dell'elemento stesso; nel caso in esame si assume $\beta = 1$.

Una volta definite le snellezze, sono state definite le snellezze relative, calcolate secondo la formula prevista dall'Eurocodice 5 al punto 6.3.2:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

dove:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h_{ef}^3} E_{0,05}$$

E' stata condotta la verifica ad instabilità per travi soggette a pressoflessione, data da:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$\sigma_{c,d}$ è la tensione a compressione di progetto;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura;

$k_{c,z}$ è fornita dall'espressione

L'Allegato A contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.7.3. TRAVI PRINCIPALI

Le travi principali sono elementi continui nei nodi, ed hanno la funzione di supportare i carichi agenti sul solaio. Sono state schematizzate nel modello di calcolo come elementi *beam*, incernierati agli appoggi; sono dunque sollecitate a solo momento flettente M3.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

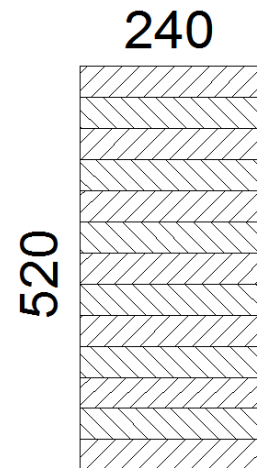
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 10816000 mm³

W₂: 4992000 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

Definite le tensioni agenti sull'elemento, $\sigma_{m,2,d}$ e $\sigma_{m,3,d}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di M₂ e M₃, è stata condotta la verifica a flessione prevista dalle NTC, al punto 4.4.8.1.6, data da:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{lt} , come definito al § 11.7.1.1.

Per quanto riguarda la *verifica di stabilità*, si è calcolata la snellezza relativa dell'elemento, valutata per il piano in cui assume il valore massimo e dalla tensione critica, calcolata con la teoria classica della stabilità.

Dopo aver definito la lunghezza efficace della trave, l_{ef} , tramite un coefficiente definito in funzione della distribuzione del carico, si è proceduto alla verifica, secondo quanto previsto dall'Eurocodice 5 al punto 6.3.3:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$f_{m,d}$ è la resistenza a flessione di progetto;

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale.

Per le travi si è proceduto anche alla verifica agli stati limite di esercizio, andando a verificare le limitazioni imposte alla freccia, sia quella istantanea che a lungo termine, secondo le formule precedentemente viste al punto 1.4.1.

L'Allegato A contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.7.4. TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie sono elementi incernierati nei nodi, in corrispondenza dei quali si collegano ai pilastri o alle travi principali; sono dunque sollecitate a sforzo assiale dovuto ai carichi orizzontali e in mezzzeria a momento flettente fuori piano M3.

Le travi secondarie hanno due lunghezze differenti, pari a 4,2 m e 5,0 m.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

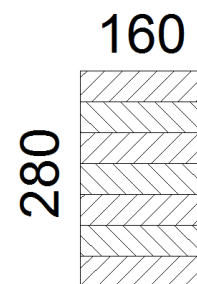
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 2090667 mm³

W₂: 1194667 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

Definite le tensioni agenti sull'elemento, $\sigma_{m,2,d}$ e $\sigma_{m,3,d}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di M₂ e M₃, è stata condotta la verifica a flessione prevista dalle NTC, al punto 4.4.8.1.6, data da:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{lt} , come definito al § 11.7.1.1.

Per quanto riguarda la *verifica di stabilità*, si è calcolata la snellezza relativa dell'elemento, valutata per il piano in cui assume il valore massimo e dalla tensione critica, calcolata con la teoria classica della stabilità.

Dopo aver definito la lunghezza efficace della trave, l_{ef} , tramite un coefficiente definito in funzione della distribuzione del carico, si è proceduto alla verifica, secondo quanto previsto dall'Eurocodice 5 al punto 6.3.3:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$f_{m,d}$ è la resistenza a flessione di progetto;

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale.

Per le travi si è proceduto anche alla verifica agli stati limite di esercizio, andando a verificare le limitazioni imposte alla freccia, sia quella istantanea che a lungo termine, secondo le formule precedentemente viste al punto 1.4.1.

L'Allegato A contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.7.5. TRAVI DI COLMO

Le travi di colmo sono elementi incernierati nei nodi, in corrispondenza dei quali si collegano ai pilastri o alle travi principali; sono dunque sollecitate a sforzo assiale dovuto ai carichi orizzontali e in mezzeria a momento flettente fuori piano M3.

Le travi secondarie hanno due lunghezze differenti, pari a 4,2 m e 5,0 m.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

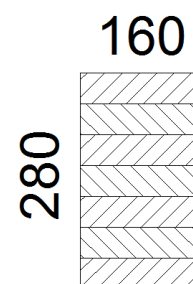
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 2090667 mm³

W₂: 1194667 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

Definite le tensioni agenti sull'elemento, $\sigma_{m,2,d}$ e $\sigma_{m,3,d}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di M₂ e M₃, è stata condotta la verifica a flessione prevista dalle NTC, al punto 4.4.8.1.6, data da:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_{lt} , come definito al § 11.7.1.1.

Per quanto riguarda la *verifica di stabilità*, si è calcolata la snellezza relativa dell'elemento, valutata per il piano in cui assume il valore massimo e dalla tensione critica, calcolata con la teoria classica della stabilità.

Dopo aver definito la lunghezza efficace della trave, l_{ef} , tramite un coefficiente definito in funzione della distribuzione del carico, si è proceduto alla verifica, secondo quanto previsto dall'Eurocodice 5 al punto 6.3.3:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,d}$ è la tensione a flessione di progetto;

$f_{m,d}$ è la resistenza a flessione di progetto;

k_{crit} è un coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale.

Per le travi si è proceduto anche alla verifica agli stati limite di esercizio, andando a verificare le limitazioni imposte alla freccia, sia quella istantanea che a lungo termine, secondo le formule precedentemente viste al punto 1.4.1.

L'Allegato A contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

Considerazioni

Le verifiche condotte sulla struttura hanno fatto emergere come vento e sisma siano le azioni che maggiormente sollecitano gli elementi portanti realizzati in legno.

Dall'analisi delle combinazioni agenti sul modello e dai risultati ottenuti si nota come le verifiche di stabilità risultino determinanti nel dimensionamento degli elementi lignei, in quanto più restrittive di quelle di resistenza, come emerge dai valori delle verifiche nel caso di pilastri e travi secondarie.

Fattore determinante nel dimensionamento delle travi è risultata la verifica della freccia massima consentita: le dimensioni delle luci, soprattutto per le travi principali, hanno imposto l'utilizzo di sezione maggiori rispetto a quelle inizialmente ipotizzate, al fine di garantire il rispetto dei limiti imposti dalla normativa.

Le dimensioni ridotte della struttura e i valori non eccessivi dei carichi gravanti su di essa hanno comunque permesso l'utilizzo di sezioni degli elementi contenute e adeguate alle esigenze architettoniche.

5.8.RESISTENZA AL FUOCO

5.8.1.CONCETTI GENERALI

Il legno è un materiale ha sempre posto il problema della sua combustibilità, intesa come capacità del materiale di ardere e di bruciare fino alla sua totale combustione. In modo particolare, il legno è oggi apprezzato per le ottime prestazioni tecniche degli elementi strutturali e per l'ampia scelta delle caratteristiche estetiche realizzabili.

Il suo utilizzo in Italia è in continua espansione, sia per la costruzione di strutture portanti sia per rivestimenti, nonostante la combustibilità sia certamente una caratteristica negativa del legno, perché potrebbe contribuire allo sviluppo ed alla propagazione di un incendio e causare pericolosi cedimenti e crolli. Bisogna però considerare che il legno può esplicare tale sua proprietà in maniera e in misura diverse, in dipendenza di un grande numero di fattori propri del materiale, delle sue modalità d'impiego e delle condizioni ambientali in cui avviene il processo di combustione.

L'incendio si può suddividere principalmente in due fasi:

- Fase d'innesco strettamente correlata con la natura combustibile dei materiali (reazione al fuoco).
- Fase d'incendio generalizzato con incontrollata propagazione del fuoco, del fumo e dei gas caldi, coinvolge, principalmente, le caratteristiche di stabilità e di tenuta dei materiali da costruzione che compongono le strutture dell'edificio.

Il legno è un prodotto organico di origine vegetale, costituito principalmente da cellulosa e lignina, sostanze caratterizzate da un alto contenuto di carbonio che, unitamente all'idrogeno, è uno dei componenti essenziali del processo di combustione. Per sua natura il legno è quindi un materiale ad elevata combustibilità.

La combustione si determina inizialmente sulla superficie esterna del legno quando lo strato più esposto del materiale entra in contatto con una sorgente di calore; successivamente, la combustione prosegue interessando via via gli strati più interni e continuando in profondità fino alla totale combustione dell'intera massa legnosa coinvolta.

La combustibilità del legno rappresenta quindi una caratteristica negativa, principalmente per due ragioni:

- la demolizione del legno produce una riduzione della sezione resistente delle membrature
- il fenomeno della combustione è un fenomeno esotermico, che può contribuire a sviluppare e propagare ulteriormente il fuoco.

Tale fenomeno non è istantaneo, ma dipende dalla velocità di propagazione del fuoco nel materiale, che ha un valore determinato e stabilito, fattore che rende la profondità del materiale distrutto direttamente proporzionale al tempo di esposizione al fuoco e alla durata del processo di carbonizzazione; la presenza di acqua all'interno del materiale non fa che rallentare tale processo.

Per valutare l'influenza del fuoco sulla resistenza degli elementi, si analizza il problema dal punto di vista della sola demolizione termica, considerando la velocità di carbonizzazione pressoché costante nel tempo, fatta eccezione per i primi 10'-15'.

Vediamo ora quelle che sono le fasi di propagazione del calore all'interno degli elementi lignei, e le loro conseguenze:

1. Con l'innalzamento della temperatura si ha una perdita di acqua, che può ritenersi completa intorno ai 100°C; la letteratura tende a sostenere che in questa prima fase ci sia un incremento delle caratteristiche meccaniche del legno.
2. Procedendo con l'innalzamento della temperatura, iniziano reazioni irreversibili che portano al degrado del materiale, fino ad un punto di non ritorno, assunto pari a 170°C; questa fase prosegue fino a temperature dell'ordine dei 280°C.

3. Intorno ai 280°C il processo diventa esotermico, con un incremento dell'emissione di gas e vapori combustibili, questo fino ad una temperatura di 500°C circa, alla quale il processo torna nuovamente esotermico.
4. Oltre i 500°C il carbone diventa incandescente e si ha la formazione di brace, al termine di questa fase, del legno rimane solo cenere.

In realtà, il legno è un cattivo conduttore del calore, per cui al di là del fronte di carbonizzazione, in uno strato di profondità limitata, il nucleo dell'elemento mantiene le sue caratteristiche meccaniche inalterate consisto per un certo arco di tempo, rendendo quindi la struttura agibile per le operazioni di soccorso.

Quindi ciò che è vantaggioso, nell'impiego del legno, non è legato all'evoluzione dei suoi parametri meccanici con la temperatura, ma alla sua lentezza e alla prevedibilità dell'evoluzione termica della sua massa.

Per la difesa del legno, si utilizzano principalmente due tipologie di interventi:

1. *sistemi di protezione passiva*, che consistono in rivestimenti incombustibili e compatti, che proteggono il materiale dal calore;
2. *trattamenti* che agiscono direttamente sul processo di combustione del materiale, definiti trattamenti ignifughi o igniritardanti.

5.8.2.NORMATIVA DI RIFERIMENTO

In Italia, le competenze in materia di antincendio sono accentrate dal Ministero degli Interni, che fornisce regole per soddisfare i requisiti delle costruzioni e i metodi per valutare la rispondenza ai requisiti stessi.

Il documento di riferimento è la Circolare 91 del 14 Settembre 1961, "Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio per uso civile", il cui valore viene esteso dalla Circolare 52 del 20 Novembre 1982 ad altri materiali, quali calcestruzzo, laterizio, legno massiccio e legno lamellare.

Altri documenti di riferimento, sono:

- UNI VV.F. 9504:1989 – "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in legno"
- UNI CNR 192:1999 – "Progettazione di costruzioni resistenti al fuoco"
- DM 48 del 26 Giugno 1984 – Definisce le "classi" di resistenza al fuoco

L'evoluzione della normativa è legato alla direttiva europea sui materiali da costruzione 89/106/EC, del 7 Maggio 1985, che prevede che l'armonizzazione legislativa sia limitata ai requisiti essenziali, definiti nell'Allegato I, come segue:

- Resistenza meccanica e stabilità
- *Sicurezza in caso di incendio*
- Igiene, salute e ambiente
- Sicurezza di impiego
- Protezione contro i rumori
- Economia di energia e conservazione del calore

Il secondo requisito è quello fondamentale, che porta a definire la sicurezza degli occupanti l'edificio, ed a garantirne la messa in sicurezza, grazie anche all'intervento dei soccorsi, in un tempo limitato.

L'iter di progetto identifica due momenti principali: la richiesta di resistenza al fuoco e la verifica della struttura al fine di accertare che la struttura risponda positivamente a quanto richiesto.

Per i fabbricati, la Circolare distingue le seguenti classi: Classe 15, Classe 30, Classe 45, Classe 60, Classe 90, Classe 120 e Classe 180, dove il numero indicativo di ogni classe, rappresenta sia il carico incendio, espresso in kg/m^2 , sia la durata minima di resistenza al fuoco della struttura, espressa in minuti primi; nel nostro caso si è optato per una struttura in Classe 60.

5.8.3.CRITERI DI VERIFICA

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione, si adotta la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali, cioè:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove i valori dei coefficienti ψ risultano dati in funzione delle varie categorie di locale e sono generalmente compresi tra 0,0 e 0,7.

Il processo di degrado termico del legno consente realistiche valutazioni progettuali e di verifica; si definiscono innanzi tutto i seguenti termini:

- *Linea di carbonizzazione*: confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua;
- *Sezione trasversale residua*: sezione originaria ridotta dello strato carbonizzato
- *Sezione trasversale efficace*: sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato e di un ulteriore strato in cui si considerano nulle resistenza e rigidezza.

La normativa europea EN 1995-1-2, prevede tre differenti metodi di verifica, di seguito elencati:

- *Metodo della sezione efficace*;
- Metodo della resistenza e rigidezza ridotte;
- Metodi generali di calcolo.

Il metodo adottato in questo progetto è quello della sezione efficace(Fig.5.17), del quale di seguito vedremo il procedimento; gli altri due metodi non sono qui stati trattati.

Il metodo in questione prevede appunto il calcolo di una sezione resistente dell'elemento, ottenuta riducendo la sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione efficace, d_{ef} , calcolata come:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

dove:

- d_{ef} è la profondità di sezione da depurare per ottenere la sezione trasversale efficace;
- $d_{char,n}$ è la profondità di carbonizzazione ideale, data da:

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

essendo β_n una velocità di carbonizzazione ideale, che include effetti di fessurazione e arrotondamento degli spigoli;

- k_0 è un coefficiente variabile tra 0 e 1;
- d_0 è pari a 7mm, valore massimo di differenza tra sezione residua ed efficace.

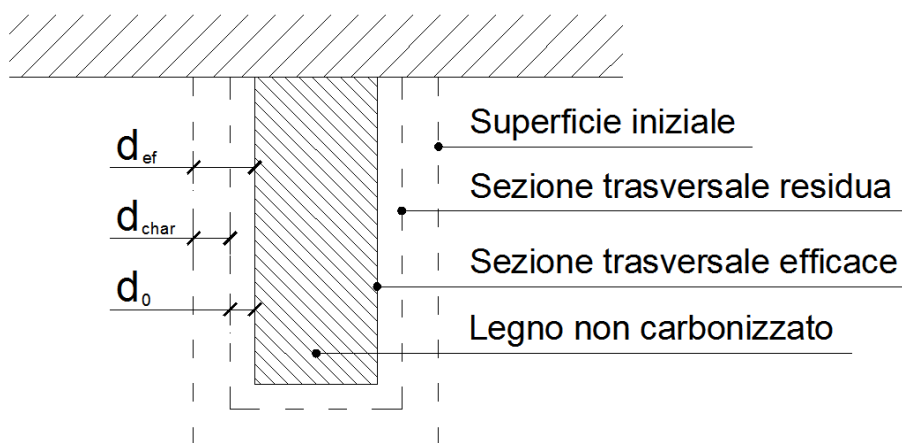


Figura 5.17 – Determinazione della sezione efficace

Nel caso di legno lamellare incollato, con massa volumica superiore a 290 kg/m^3 , β_n si assume pari a $0,7 \text{ mm/min}$ (Tab.5.15); per quanto riguarda invece il coefficiente k_0 , si

assume unitario per tempi di esposizione superiori di 20 minuti, come nel nostro caso, mentre varia linearmente per valori compresi tra 0 e 20 minuti.

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Softwood and beech		
Glued laminated timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Solid timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Hardwood		
Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL		
with a characteristic density of $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Panels		
Wood panelling	0,9 ^a	—
Plywood	1,0 ^a	—
Wood-based panels other than plywood	0,9 ^a	—
^a The values apply to a characteristic density of 450 kg/m^3 and a panel thickness of 20 mm; see 3.4.2(9) for other thicknesses and densities.		

Tabella 5.15 – Valori dei coefficienti β_0 e β_n

Nel caso monodimensionale è possibile tenere conto dello smusso che si crea sugli spigoli, andando a calcolare la profondità di carbonizzazione $d_{char,0}$, calcolata tenendo conto della velocità di carbonizzazione β_0 , più aderente alle prove sperimentali, secondo la formula:

$$d_{char,0} = \beta_0 t$$

La resistenza di calcolo del materiale, è data dalla formula:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_k k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}$$

dove:

- f_k è il valore caratteristico della resistenza;
- $k_{mod,fi}$ è un fattore di modificazione delle proprietà meccaniche, che si assume pari a 1;

- k_{fi} è un coefficiente amplificativo, inerente le temperature, che per il legno lamellare vale 1,15;
- $\gamma_{M,fi}$ è il coefficiente parziale di sicurezza in situazione di incendio, pari a 1.

La verifica consiste nel valutare la sezione efficace, ed andare ad effettuare le verifiche di resistenza e stabilità, come visto nei paragrafi precedenti, con i valori delle resistenze ottenuti dalla precedente formula, riportati in tabella(Tab.5.16).

Valori caratteristici di resistenza per il legno lamellare di conifera - GL32h					
		1,15		k_{mod} k_{fi} / $\gamma_{M,fi}$	1,15
FLESSIONE	$f_{m,g,k}$	32,0	N/mm ²	FLESSIONE	$f_{m,d}$ 36,8 N/mm ²
TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA	$f_{t0,g,k}$	22,5	N/mm ²	TAGLIO	$f_{v,d}$ 4,4 N/mm ²
TRAZIONE PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA	$f_{t90,g,k}$	0,5	N/mm ²	TAGLIO TRASVERSALE (rolling shear)	$f_{vr,d}$ 1,2 N/mm ²
COMPRESSIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA	$f_{c0,g,k}$	29,0	N/mm ²	TRAZIONE	$f_{t0,d}$ 25,9 N/mm ²
COMPRESSIONE PERPENDICOLARE ALLA	$f_{c90,g,k}$	3,3	N/mm ²	COMPRESSIONE	$f_{c0,d}$ 33,4 N/mm ²
TAGLIO	$f_{v,g,k}$	3,8	N/mm ²	TORSIONE	$f_{t,d}$ 2,9 N/mm ²
MODULO ELASTICO MEDIO PARALLELO ALLE FIBRE	$E_{0,g,mean}$	13.700	N/mm ²	MODULO ELASTICO MEDIO PARALLELO ALLE FIBRE	$E_{0,g,mean}$ 15755 N/mm ²
MODULO ELASTICO CARATTERISTICO PARALLELO	$E_{0,g,05}$	11.100	N/mm ²	MODULO ELASTICO CARATTERISTICO PARALLELO	$E_{0,g,05}$ 12785 N/mm ²
MODULO DI TAGLIO MEDIO	$G_{g,mean}$	850	N/mm ²	MODULO DI TAGLIO MEDIO	$G_{g,mean}$ 978 N/mm ²

Tabella 5.16 – Valori delle resistenze in caso di incendio

Le tabelle relative alle verifiche di resistenza al fuoco svolte su gli elementi strutturali sono riportate nell'Appendice B.

5.9. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

5.9.1. PILASTRI

I pilastri sono elementi continui che si sviluppano dal livello del piano terra fino all'altezza di gronda della struttura, per un totale di 5,8 m. Come precedentemente affermato, lo schema statico di questi elementi prevede un incastro alla base, identificato nel collegamento con la fondazione, ed uno in sommità con la trave di copertura.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

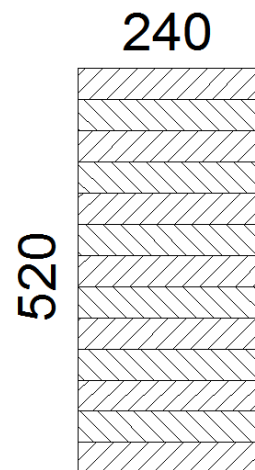
materiale: GL24h

lunghezza: 5800 mm

area: 124800 mm²

W_3 : 10816000 mm³

W_2 : 4992000 mm³



Gli elementi colonna sono membrature soggette a compressione parallela alla direzione della fibratura ed a momento, dunque devono essere verificati a compressione semplice ed a presso/tensoflessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in tre punti dell'elemento, rispettivamente al piede, in corrispondenza delle travi del primo impalcato ed in testa, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose, verificando ogni volta i valori di $\pm N_{\max}$, $\pm M_{\max}^2$ e $\pm M_{\max}^3$.

L'Allegato B contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.9.2. TRAVI COPERTURA

Le travi di copertura sono elementi continui nei nodi, ed hanno la funzione di supportare i carichi agenti sul solaio di copertura, trasmesse dagli arcarecci precedentemente dimensionati. Sono state schematizzate nel modello di calcolo come elementi *beam*, incastrati alla testa del pilastro ed incernierati in corrispondenza del colmo di copertura.

Caratteristiche generali:

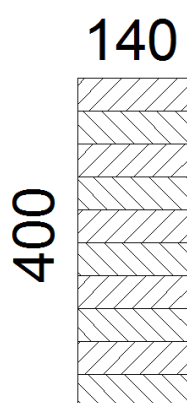
sezione: 140x400 mm

materiale: GL24h

lunghezza: 4020 mm

area: 124800 mm²

W_3 : 3733333 mm³



Gli elementi sono soggetti a sforzo assiale e a momento flettente, e devono perciò essere verificati a pressoflessione e deve essere inoltre effettuata la verifica ad instabilità pressoflessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

L'Allegato B contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.9.3. TRAVI PRINCIPALI

Le travi principali sono elementi continui nei nodi, ed hanno la funzione di supportare i carichi agenti sul solaio. Sono state schematizzate nel modello di calcolo come elementi *beam*, incernierati agli appoggi; sono dunque sollecitate a solo momento flettente M3.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

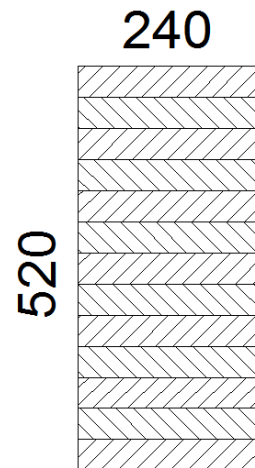
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 10816000 mm³

W₂: 4992000 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

L'Allegato B contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.9.4. TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie sono elementi incernierati nei nodi, in corrispondenza dei quali si collegano ai pilastri o alle travi principali; sono dunque sollecitate a sforzo assiale dovuto ai carichi orizzontali e in mezzeria a momento flettente fuori piano M3.

Le travi secondarie hanno due lunghezze differenti, pari a 4,2 m e 5,0 m.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

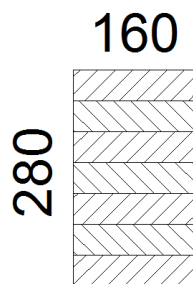
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 2090667 mm³

W₂: 1194667 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

L'Allegato B contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

5.9.5. TRAVI DI COLMO

Le travi di colmo sono elementi incernierati nei nodi, in corrispondenza dei quali si collegano ai pilastri o alle travi principali; sono dunque sollecitate a sforzo assiale dovuto ai carichi orizzontali e in mezzera a momento flettente fuori piano M3.

Le travi secondarie hanno due lunghezze differenti, pari a 4,2 m e 5,0 m.

Caratteristiche generali:

sezione: 240x520 mm

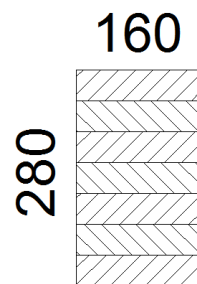
materiale: GL24h

lunghezza: 7200 mm

area: 124800 mm²

W₃: 2090667 mm³

W₂: 1194667 mm³



Gli elementi devono essere verificati a flessione e deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità flessionale.

La verifica agli stati limite ultimi è stata condotta in due punti dell'elemento, rispettivamente in mezzzeria ed all'appoggio con il pilastro, e per ognuno di questi è stata individuato il gruppo di combinazioni più gravose.

L'Allegato B contiene le tabelle relative alle verifiche di resistenza e stabilità effettuate.

Considerazioni

Dai risultati ottenuti emerge il ruolo primario delle verifiche di resistenza al fuoco nel dimensionamento degli elementi in legno lamellare: una volta scomputata la sezione della parte soggetta a carbonizzazione, il rischio infatti è quello di avere sezioni resistenti eccessivamente ridotte, tali da non consentire il superamento delle verifiche. Al fine di garantire il superamento delle verifiche di resistenza al fuoco si è reso necessario incrementare le dimensioni delle sezioni degli elementi portanti, nonostante le verifiche di resistenza e di stabilità effettuate nel precedente paragrafo permettessero l'utilizzo di sezioni minori.

La normativa prevede che la parte di legno carbonizzata, sebbene non sia computata in termini di sezione efficace, sia comunque in grado di dare un contributo in termini di resistenza, e tiene conto di ciò incrementando i valori caratteristici del legno di un fattore k , pari nel caso in questione a 1,15.

Grazie a tale considerazione le dimensioni delle sezioni degli elementi portanti non sono risultate di dimensioni eccessive, permettendo di lasciare inalterato il progetto architettonico inizialmente ipotizzato.

5.10.COLLEGAMENTI

5.10.1.GENERALITA' E CLASSIFICAZIONE

I sistemi di collegamento nelle strutture in legno si dividono in due grandi categorie:

- *unioni tradizionali*: sono realizzate attraverso la lavorazione delle superfici di contatto, che vengono intagliate, in modo tale da garantire la trasmissione degli sforzi, che avviene per contatto diretto (figura 5.18);
- *unioni meccaniche*: in questa tipologia di connessioni la trasmissione degli sforzi avviene per attraverso l'inserimento di elementi metallici all'interno degli elementi lignei (figura 5.19).

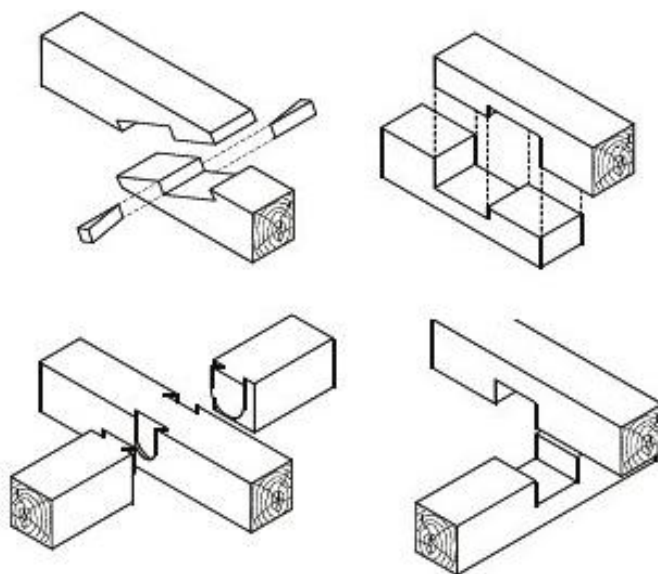


Figura 5.18 – Unioni tradizionali

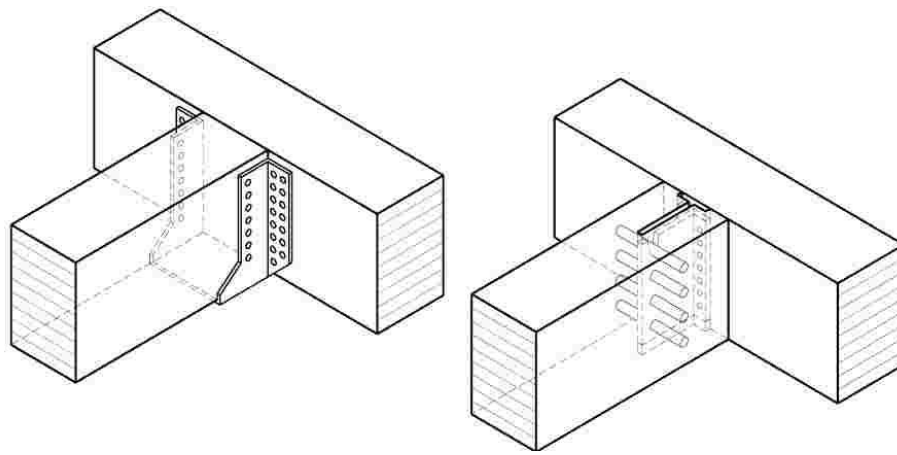


Figura 5.19 – Unioni meccaniche

La prima tipologia, largamente usata nel passato, ha recentemente assunto un ruolo importante per strutture di piccole e medie dimensioni, grazie ai nuovi macchinari a controllo numerico, che consentono una lavorazione delle superfici precisa e netta.

I principali vantaggi offerti da tale tipo di collegamenti sono:

- tempi ridotto in fase di progettazione;
- facile definizione delle geometrie degli intagli;
- facile trasmissione della geometria sull'elemento ligneo grazie a moderni macchinari di lavorazione;
- possibilità di controllo accurato.

Nonostante la loro comprovata affidabilità spesso sono dotati anche di elementi metallici, che conferiscono al nodo una maggiore resistenza, soprattutto alle inversioni di carico dovute ad esempio all'azione sismica, fattore che fa venire meno le doti di economicità e facilità di assemblaggio precedentemente citate; inoltre i fenomeni di ritiro igroscopico, con conseguente fessurazione del legno, rendono questo tipo di collegamento facilmente deteriorabile.

Le unioni meccaniche, o unioni moderne, si dividono a loro volta in due categorie, in funzione della tipologia di connettore utilizzato:

- connettori metallici a gambo cilindrico: chiodi, bulloni, perni, viti e cambre;

- connettori metallici di superficie: caviglie, anelli e piastre dentate.

Le connessioni meccaniche sono quasi sempre schematizzabili come cerniere, anche se talvolta, lo spessore maggiorato della piastra di collegamento consente di poterlo assimilare ad un nodo semi-rigido o rigido, simile quindi ad un incastro, in grado di trasmettere azioni di tipo flessionale.

Ognuna di queste categorie, presenta dei vantaggi e degli svantaggi, che determinano la scelta di una o l'altra tipologia; i criteri che orientano la scelta del progettista possono essere di natura statica, estetica, economica o costruttiva.

I connettori principalmente utilizzati sono quelli a gambi cilindrico, grazie alla loro facilità di assemblaggio: il collegamento avviene tramite un certo numero di elementi metallici, visto che le normative vietano l'utilizzo di un singolo elemento meccanico.

I collegamenti devono essere progettati in modo che non si verifichino, prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, i seguenti meccanismi di rottura di tipo fragile:

- spacco, splitting (Figura 5.20.a);
- espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, plug shear (Figura 5.20.b);
- strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione, group tear out (Figura 5.20.c);
- resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica, deve essere sempre verificata (Figura 5.20.d).

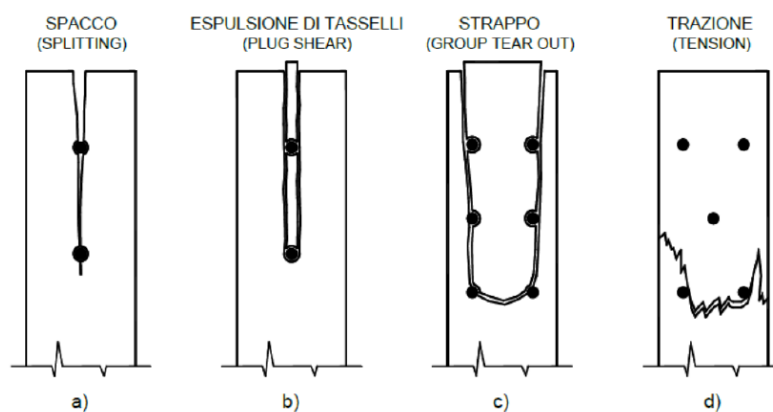


Figura 5.20 – Meccanismi di rottura fragile

5.10.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il comportamento meccanico dei collegamenti e dei connettori costituisce un argomento di notevole interesse nella tecnica delle costruzioni delle strutture in legno: la differente trasmissione dei carichi e i differenti criteri di rottura determinano quelle che sono le differenti modalità di calcolo. Le prove di laboratorio effettuate sui connettori a gambo cilindrico, hanno evidenziato come i principali meccanismi di rottura siano legati al rifollamento del foro nell'elemento ligneo e allo snervamento del gambo del connettore metallico, con formazione di una o più cerniere plastiche.

La resistenza a rifollamento è una caratteristica meccanica del materiale legnoso che descrive uno stato di sforzo limite caratterizzato dallo schiacciamento localizzato delle fibre legnose per effetto del carico trasmesso dal connettore metallico alle pareti del foro di alloggiamento, che ne causa l'ovalizzazione. Tale valore della resistenza può variare in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del legno, quali la massa volumica, il diametro del connettore e la direzione dello sforzo nei confronti della fibratura.

Il valore del momento di snervamento del gambo del connettore invece può essere calcolato in funzione del diametro dell'elemento e della classe di resistenza dell'acciaio utilizzato.

Il documento NICOLE (Normativa Italiana per le Costruzioni in Legno), fornisce formule semi-empiriche per determinare i valori della resistenza a rifollamento del materiale legnoso e del momento di snervamento dell'elemento metallico, che sono rispettivamente:

$$f_{h,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$M_{y,k} = W_{pl} f_{y,k} \cong 0,1 f_u d^3$$

dove:

- $f_{h,k}$ è il valore della resistenza caratteristica a rifollamento;
- d è il diametro del connettore in mm;
- ρ_k è la massa volumica caratteristica in kg/m^3

- $M_{y,k}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento dell'elemento metallico;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico del gambo;
- f_u è la resistenza minima a trazione.

Le equazioni della capacità portante della connessione sono poi ricavate da considerazioni di equilibrio allo stato limite, con l'ipotesi di un comportamento rigido-plastico per entrambi i materiali, introdotti per la prima volta dal prof. Johansen, nel 1949, oggi alla base delle principali normative di riferimento per strutture in legno, quali la DIN 1052:2004, l'EN 1995:2004 e il documento NICOLE.

I valori espressi da tali equazioni si riferiscono alle resistenze caratteristiche per singolo mezzo di unione e per singolo piano di taglio, mentre i valori di progetto sono da determinarsi in funzione del coefficiente parziale di sicurezza γ_m e del coefficiente correttivo k_{mod} , che tiene conto sia della durata del carico che dell'umidità degli elementi.

In un collegamento in legno possono verificarsi tre principali modi di rottura:

- *modo I*: rifollamento di una delle parti lignee connesse
- *modo II e III*: rifollamento di una delle parti lignee connesse e contemporaneo snervamento dell'elemento metallico, con formazione di cerniere plastiche.

Le formule di Johansen valgono sia per giunzioni legno-legno sia per quelle legno-acciaio.

Collegamenti legno – legno

Nel caso di unioni legno-legno e pannelli-legno realizzate con chiodi, cambrette, graffe, bulloni, spinotti e viti, il valore caratteristico della capacità portante, $F_{v,Rk}$, per ciascun piano di taglio e ciascun mezzo di unione, sarà assunto come il minimo tra i valori ottenibili per ogni possibile modalità di rottura calcolati come riportato di seguito (Tab.5.17;Tab.5.18).

I parametri delle tabelle sono definiti nel seguente modo:

- t_1 e t_2 sono gli spessori degli elementi di legno o del pannello;
- $f_{h,1,k}$ $f_{h,2,k}$ sono le resistenze caratteristiche a rifollamento negli elementi di legno caratterizzati rispettivamente dallo spessore t_1 e t_2 ;
- d è il diametro del mezzo di unione;
- $M_{y,k}$ è il momento di snervamento caratteristico del mezzo di unione;
- R_k è il valore caratteristico della resistenza a taglio della connessione per singolo piano di taglio;
- $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$ è il rapporto tra le tensioni caratteristiche di rifollamento.

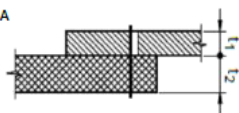
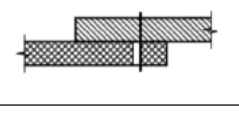
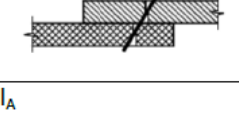
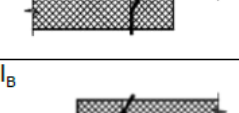
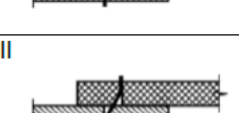
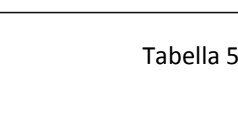
Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$
	$R_{kI} = f_{h,2,k} t_2 d$
	$R_{kI} = f_{h,1,k} d \frac{t_1}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$
	$R_{kII} = 1,1 \frac{f_{h,1,k} d t_1}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta (1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$
	$R_{kII} = 1,1 \frac{f_{h,1,k} d t_2}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 (1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right]$
	$R_{kIII} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

Tabella 5.17 – Valori caratteristici di rottura per un piano di taglio

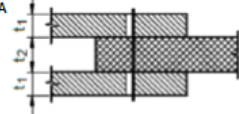
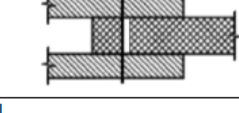
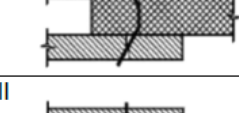
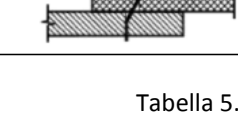
Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$
	$R_{kI} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d$
	$R_{kII} = 1,1 \frac{f_{h,1,k} d t_1}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta (1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right]$
	$R_{kIII} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

Tabella 5.18 – Valori caratteristici di rottura per due piano di taglio

Nel caso di unioni acciaio-legno il valore caratteristico della capacità portante dipende anche dallo spessore delle piastre di acciaio: le piastre con spessore $t \leq 0,5d$ sono classificate sottili, mentre quelle con spessore $t \geq d$ sono classificate spesse. Nel caso di piastre di spessore intermedio la capacità portante può essere ottenuta interpolando linearmente tra i valori corrispondenti ai due casi.

Il valore caratteristico della capacità portante, per ciascun mezzo di unione e piano di taglio, sarà assunto come il minore dei valori ottenibili per ogni possibile modalità di rottura calcolati come riportato di seguito (Tab.5.19;Tab.5.20).






Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
Piastre sottili $t \leq 0,5 d$	
I_A 	$R_{kI} = 0,4 f_{h,1,k} t_1 d$
II_A 	$R_{kII} = 1,6 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$
Piastre spesse $t \geq d$	
I_B 	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$
II_B 	$R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right]$
III 	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

Tabella 5.19 – Valori caratteristici di rottura per un piano di taglio

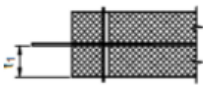
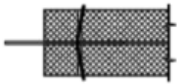
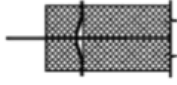



Modi di rottura	Valori caratteristici di resistenza a taglio
Piastre interne	
I_A 	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$
II_A 	$R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right]$
III_A 	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$
Piastre esterne	
I_B 	$R_{kI} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d$
III_B 	$R_{kIII} = 1,6 \sqrt{M_{y,k} f_{h,2,k} d}$ piastra sottile
III_C 	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,2,k} d}$ piastra spessa

Tabella 5.20 – Valori caratteristici di rottura per due piano di taglio

Numero efficace

Nel caso di collegamenti realizzati tramite mezzi di unione a gambo cilindrico, anche identici tra loro, le proprietà di deformabilità del singolo elemento influiscono nella determinazione della reale distribuzione degli sforzi, influenzando la resistenza totale del collegamento stesso: l'aliquota della forza di competenza del singolo connettore dipende dalla posizione dello stesso all'interno del collegamento e dai rapporti di rigidità tra gli elementi collegati.

Si può quindi dedurre che:

- per connettori disposti allineati, il "numero efficace" di connettori non corrisponde al numero reale di connettori effettivamente presenti;
- esiste un numero massimo di connettori in linea oltre il quale l'aggiunta di un ulteriore connettore non influenza, in maniera significativa, la capacità portante dell'unione;
- la rigidità e la distribuzione dei singoli elementi, connettori ed elementi da collegare, influenzano la modalità di trasmissione degli sforzi tra gli elementi collegati; nel caso di un collegamento realizzato con elementi molto deformabili anche in numero notevole (ad esempio chiodi), si potrà tendere ad una distribuzione più uniforme degli sforzi rispetto a quanto può accadere utilizzando elementi di connessione più rigidi.

La resistenza di un gruppo di n connettori non può quindi essere assunta pari ad n volte quella del singolo elemento. La normativa, per tenere conto del così detto "effetto di gruppo", ha introdotto la definizione di un "numero efficace", al più pari al numero massimo di connettori presenti nel collegamento, definito come:

$$n_{ef} = k_{ef} n$$

dove:

- k_{ef} è un fattore riduttivo, funzione del tipo di connettore, che per unioni con bulloni e spinotti è assunto pari a:

$$k_{ef} = \min \left\{ 1; \sqrt[4]{\frac{a_1}{10 d} \frac{1}{n^{0,1}}} \right\};$$

- n è il numero totale di connettori.

Per determinare distanze e interassi minimi, si fa riferimento al seguente schema(Fig.5.21):

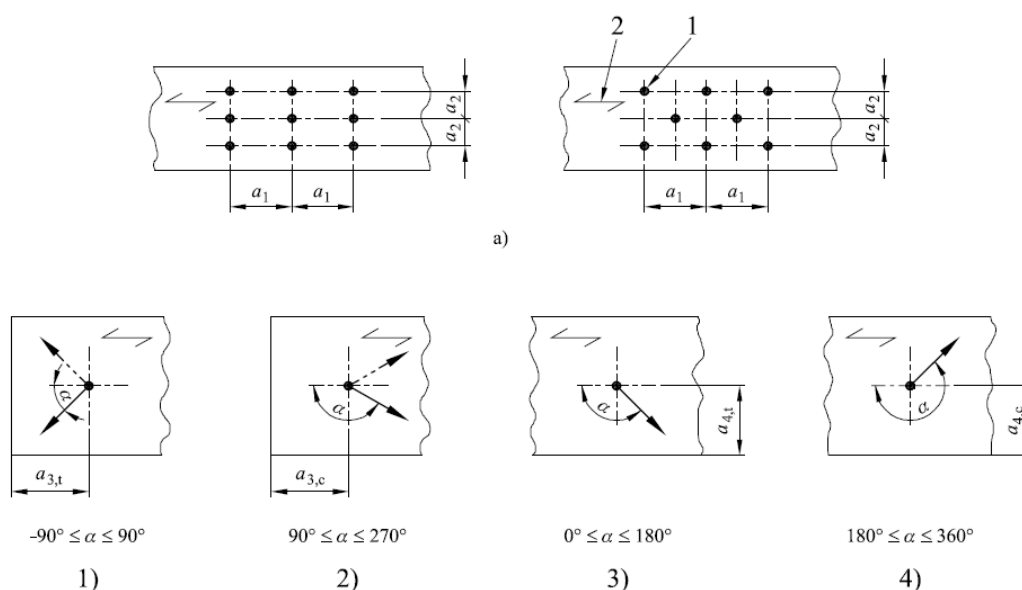


Figura 5.21 – Distanze e interassi minimi

Distanze e interassi minimi: a) Spaziatura parallela alla fibratura in una fila, e perpendicolare alla fibratura fra file diverse, (b) Distanze da bordi ed estremità, nel caso di 1) Estremità sollecitata, 2) Estremità scarica, 3) Bordo sollecitato, 4) Bordo scarico.

dove:

- a_1 è la spaziatura fra i chiodi di una fila, parallelamente alla fibratura;
- a_2 è la spaziatura fra le file di chiodi, perpendicolarmente alla fibratura;
- $a_{3,c}$ è la distanza fra chiodo ed estremità scarica;
- $a_{3,t}$ è la distanza fra chiodo ed estremità sollecitata;

- $a_{4,c}$ è la distanza fra chiodo e bordo scarico;
- $a_{4,t}$ è la distanza fra chiodo e bordo sollecitato;
- α è l'angolo fra la forza e la direzione della fibratura.

Le tabelle seguenti riportano distanze e interassi minimi da rispettare, per ciascun tipo di connettore.

Spaziatura o distanza (vedere la figura 8.7)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 7 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin \alpha) d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(3 + 4 \sin \alpha) d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

Tabella 5.21 - Unioni con chiodi

Spaziature e distanze da estremità/bordi (vedere la figura 8.7)	Angolo	Spaziatura o distanza minima
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$ $4d$ $\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Tabella 5.22 - Unioni con bulloni

Spaziature e distanze da bordi/estremità (vedere la figura 8.7)	Angolo	Minima spaziatura o distanza da bordo/estremità
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3d)$ $3d$ $\max(a_{3,t} \sin \alpha d; 3d)$
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max([2 + 2 \sin \alpha] d; 3d)$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Tabella 5.23 - Unioni con spinotti

Collegamento con bulloni

Il valore caratteristico del momento di snervamento, valido per diametri del bullone fino a 30mm, $M_{y,Rk}$, è pari a:

$$M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$$

dove:

- $f_{u,k}$ è la resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio;
- d è il diametro del bullone.

I valori caratteristici della resistenza a rifollamento del legno massiccio e lamellare, relativi ad un angolo dello sforzo rispetto alla direzione della fibratura, sono dati dalla formula:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

dove k_{90} , è assunto pari a :

- $1,35+0,015d$ per il legno di conifere
- $0,90+0,015d$ per il legno di latifoglie
- $1,30+0,015d$ per LVL

Nel caso di collegamenti soggetti ad una sollecitazione combinata di carico assiale, $F_{ax,d}$, e carico tagliente, $F_{v,d}$, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

dove $F_{ax,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ sono le capacità portanti di progetto dell'unione caricata rispettivamente con il solo carico assiale o laterale.

Collegamento con spinotti

I collegamenti realizzati con spinotti non sono in grado di trasmettere forze assiali. Per le unioni con spinotti si applicano le stesse regole valide per unioni con bulloni soggetti a sollecitazioni taglienti. Il diametro dello spinotto deve essere compreso tra 6 mm e 30 mm.

Collegamento con viti

La profondità di infissione della punta della vite deve essere pari ad almeno $6d$, affinché il collegamento possa lavorare efficacemente a taglio escludendo la possibilità di estrazione della vite.

Il calcolo della capacità portante si effettuerà adottando per il diametro d un valore efficace d_{ef} che tiene conto della filettatura della vite. Nel caso di viti con parte di gambo liscio e con il diametro esterno della filettatura uguale al diametro del gambo liscio, il diametro efficace d_{ef} si può porre pari al diametro del gambo liscio, purché la porzione di gambo liscio che penetra nell'elemento ligneo contenente la punta della vite sia almeno pari a $4d$. Nel caso in cui tali condizioni non fossero soddisfatte, il diametro efficace d_{ef} è posto pari a 1.1 volte il diametro del nucleo della filettatura.

Per viti con parte di gambo liscio aventi un diametro $d > 6\text{mm}$, si applicano le regole valide per collegamenti con spinotti soggetti ad azioni taglienti; per viti con parte di gambo liscio aventi un diametro $d \leq 6\text{mm}$, si applicano le regole valide per collegamenti con chiodi soggetti ad azioni taglienti.

Nel caso di viti soggette ad azioni assiali, la capacità portante del collegamento è valutata facendo riferimento alle seguenti modalità di rottura: estrazione della parte filettata della vite; rottura a trazione della vite; strappo della testa della vite; penetrazione della testa della vite nell'elemento; rottura dell'elemento lungo il perimetro di un gruppo di viti.

La resistenza ad estrazione della vite fa riferimento alla lunghezza di infissione del gambo filettato e al diametro nominale dell'elemento metallico, secondo la formula:

$$R_k = f_{3,k} (l_{ef} - d) \quad (\text{N})$$

dove:

- $f_{3,k}$ è il valore caratteristico del parametro di estrazione della vite in N/mm, dato dalla formula:

$$f_{3,k} = (1,5 + 0,6d) \sqrt{\rho_k}$$

- l_{ef} è la lunghezza filettata inserita nell'elemento che riceve la vite in mm;
- d è il diametro misurato sulle parte liscia del gambo.

Nel caso di collegamenti soggetti ad una sollecitazione combinata di carico assiale, $F_{ax,d}$, e carico tagliante, $F_{v,d}$, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

dove $F_{ax,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ sono le capacità portanti di progetto dell'unione caricata rispettivamente con il solo carico assiale o laterale.

5.11. VERIFICHE COLLEGAMENTI

Nei paragrafi successivi saranno analizzati singolarmente le varie tipologie di collegamento adottate per la struttura progettata, in particolare saranno verificati i seguenti collegamenti:

- *TRAVE PRINCIPALE – PILASTRO*
- *TRAVE DI COPERTURA – PILASTRO*
- *TRAVE SECONDARIA – PILASTRO*
- *TRAVE DI COLMO – TRAVE DI COPERTURA*
- *ARCARECCIO – TRAVE DI COPERTURA*
- *GIUNTO DI BASE*

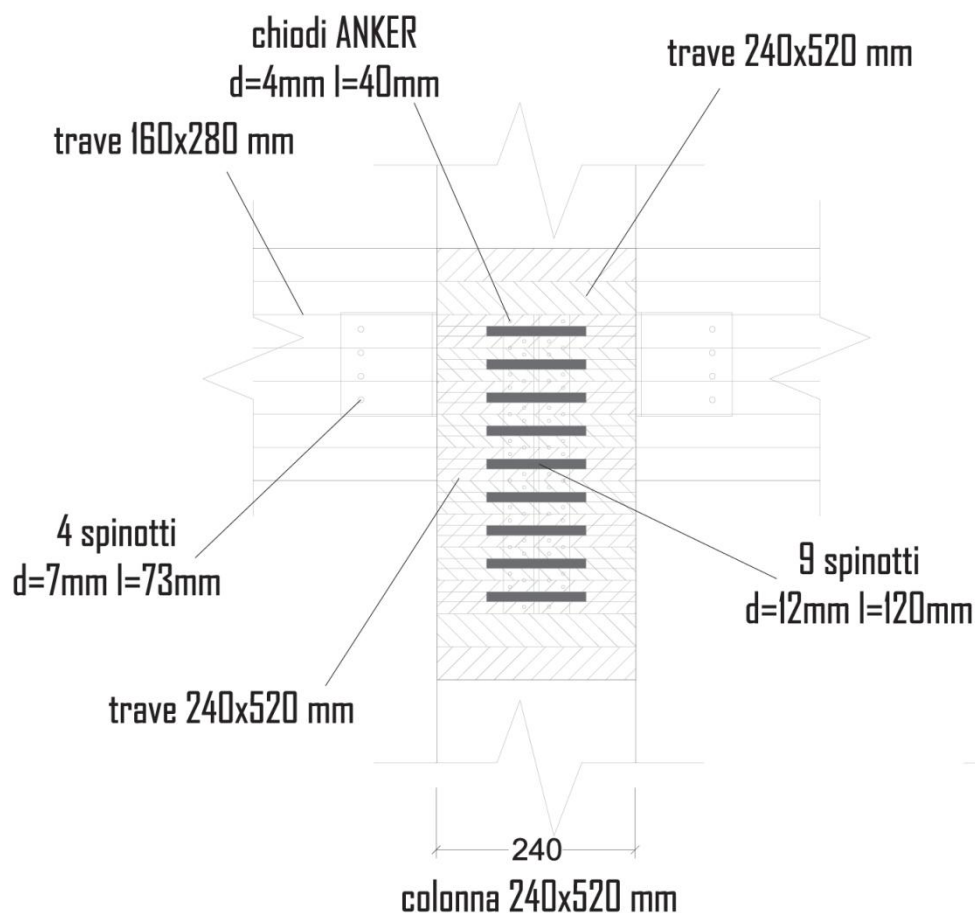
Dopo aver descritto la tipologia di ciascun giunto saranno effettuate le relative verifiche.

5.11.1. TRAVE PRINCIPALE – PILASTRO

Il collegamento trave principale-colonna trasmette solo le azioni verticali ed è stato progettato mediante l'utilizzo di staffe a scomparsa, della Rothoblaas (Fig. 5.22).

Il nodo presenta un vincolo a cerniera ed è dunque stato progettato in modo tale da non impedire la rotazione della sezione di estremità della trave secondaria, mediante l'utilizzo di piastre metalliche.

Il collegamento in esame deve trasferire al pilastro la sollecitazione di taglio e la sollecitazione assiale agenti nella trave secondaria: la forza di taglio agente nella trave è trasmessa, sia tramite spinotti che e per contatto, alla piastra, la quale tramite viti HBS ad alta aderenza, la trasmette alla colonna.



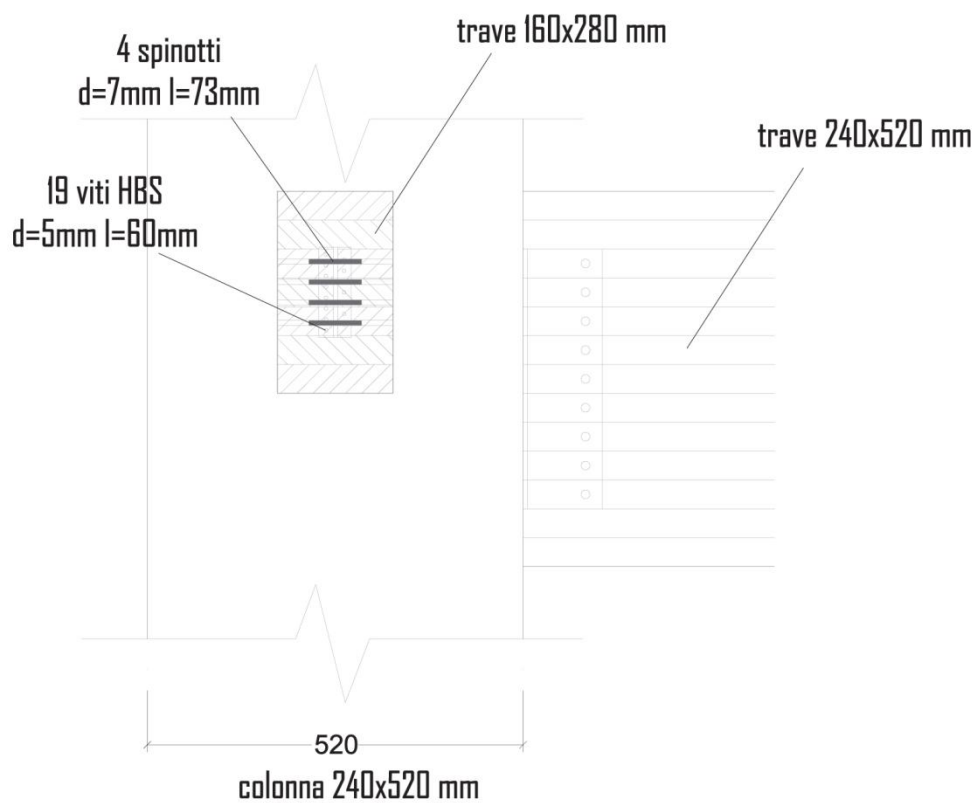


Figura 5.22 – Collegamento trave principale-pilastro

Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche del collegamento e le relative verifiche: il collegamento tra la piastra e la trave è verificato a taglio, mentre quello tra piastra e colonna è verificato ad azione combinata taglio-estrazione.

COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE PRINCIPALE		
CARATTERISTICHE COLONNA	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h	
	b = 240 mm	t ₁ = 117 mm
	h = 520 mm	ρ _k = 430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMIDI (Rothoblass)	
	l _{ala} = 80 mm	h = 380 mm
	l _{anima} = 109,4 mm	t = 6 mm
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI φ12/120 - 5.6	
	φ = 12 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²
	l = 120 mm	n = 9
	K _{eff} = 0,6	n _{file} = 1
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento f _{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) ρ _k	momento di snervamento M _{y,k} = 0,08 f _{u,k} d ³
	f _{h,0,k} = 31,03 N	M _{y,k} = 95.931,8 Nmm
	f _{h,α,k} = 20,28 N	
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	R _{kI} = f _{h,1,k} t ₁ d	meccanismo di rottura I R _{k,I} = 28.473,5 N
	R _{kII} = f _{h,1,k} t ₁ d $\left[2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2} - 1 \right]$	meccanismo di rottura II R _{k,II} = 12.937,4 N
	R _{kIII} = 2,3 $\sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$	meccanismo di rottura III R _{k,III} = 11.113,1 N
	R _k = min {R _{kI} ; R _{kII} ; R _{kIII} }	R _k = 11,11 kN
	k _{mod} = 1	R _d = k _{mod} R _k / γ _m
	γ _m = 1,30	R _d = 8,55 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	n _{eff} = 6 R _{conn,d} = 17,10 kN	R _{tot,c,d} = 98,23 kN
SOLLECITAZIONE	forza di taglio sollecitante agente nella trave principale	F _{t,sd} = 90,95 kN
F _{t,sd} ≤ R _{tot,c,d}	90,95 < 98,23	VERIFICA

COLLEGAMENTO PIASTRA - COLONNA		
CARATTERISTICHE COLONNA	COLONNA IN LEGNO LAMELLARE - GL32h	
	b = 240 mm	t ₁ = 47 mm
	h = 520 mm	ρ _k = 430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMAXI (Rothoblass)	
	l _{ala} = 80 mm	h = 380 mm
	l _{anima} = 109,4 mm	t = 6 mm
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	CHIODI ANKER φ4/60 - 5.6	
	φ = 4 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²
	φ _s = 5 mm	F _{t,Ed} = 90,95 kN
	l = 60 mm	n = 70
	l _{ef} = 60 mm	n _{file} = 4
	e = 88 mm	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento $f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$	momento di snervamento $M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$
	f _{h,0,k} = 33,50 N	M _{y,k} = 9.849,5 Nmm
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	meccanismo di rottura I $R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$ $R_{kI} = 7.871,8 \text{ N}$	
	meccanismo di rottura II $R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2}} - 1 \right]$ $R_{kII} = 3.553,1 \text{ N}$	
	meccanismo di rottura III $R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$ $R_{kIII} = 2.954,1 \text{ N}$	
	$R_k = \min \{R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII}\}$ R_k = 2,95 kN	
	$k_{mod} = 1$ $\gamma_m = 1,30$ $R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$ R_d = 2,27 kN	
SOLLECITAZIONE DI TAGLIO	$F_{v,Ed} = \frac{F_{v,tot,Ed}}{n}$	F _{v,Ed} = 1299 N
RESISTENZA A TAGLIO	$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m}$	F _{v,Rd} = 1748 N
SOLLECITAZIONE DI TRAZIONE	$M_{Ed} = F_{v,tot,Ed} \cdot \theta$	M _{Ed} = 7,82 kNm
	$F_j = \frac{M}{K} (z_j - t)$	ΣF _j = 48997 N
	$K = \sum_{i=1}^n (z_i - t)^2 + \frac{t}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (z_i - t)$	K = 2022912 mm ²
	$\sigma_{c,90} = \frac{1}{b \cdot t} \cdot \sum_{i=1}^n F_j$	σ _{c,90} = 3,30 N/mm ²
	Altezza sezione compressa	t = 80,0 mm
	Massima F di trazione	F _{max} = 1361 N
VALORI CARATTERISTICI DI ESTRAZIONE	$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k}$	f _{3,k} = 93 N
	$R_k = f_{3,k} (l_{eff} - d)$	R _k = 3948 N
VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{R_k} = 0,67 < 1$	
	VERIFICATO	

5.11.2. TRAVE DI COPERTURA – PILASTRO

Poiché in fase progettuale e di modellazione, tale nodo è stato considerato come un incastro, si è dovuto pensare ad una tipologia di collegamento tale da garantire il trasferimento di azioni di tipo flessionale: si è pensato quindi ad un giunto a raggiera (Fig. 5.23), realizzato mediante spinotti, aventi tutti lo stesso diametro, disposti su due circonferenze concentriche, con distanza minima tra essi pari a 5 volte il diametro ed un numero massimo di spinotti pari a:

$$n' \leq 2 r_e \pi / 5 \phi \quad \text{raggiera esterna}$$

$$n'' \leq 2 r_i \pi / 5 \phi \quad \text{raggiera interna}$$

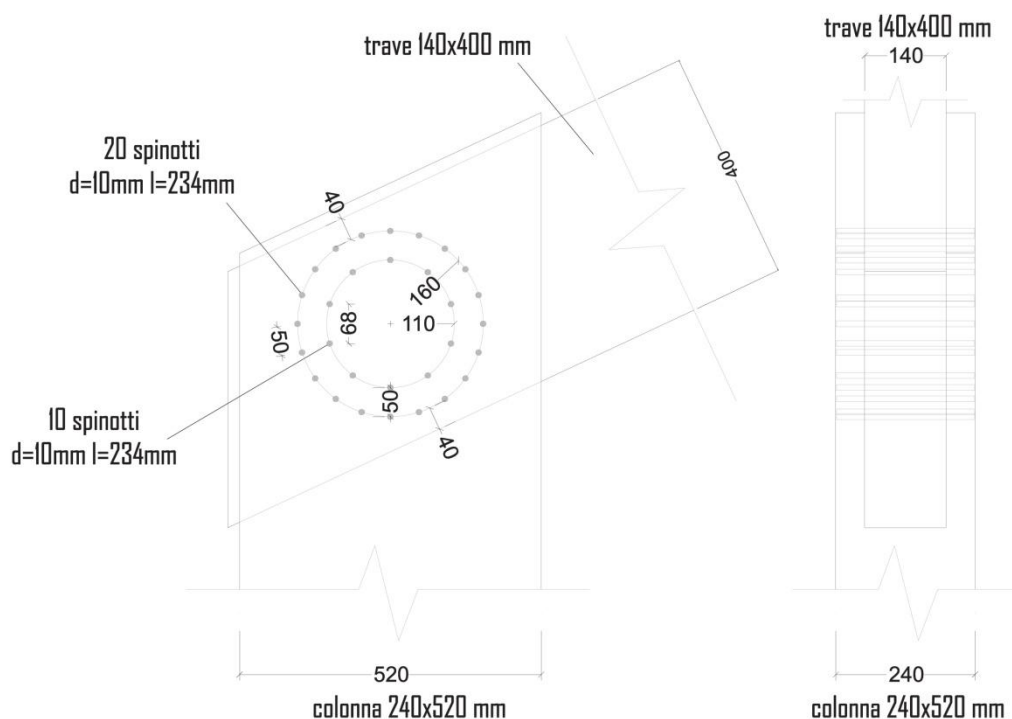


Figura 5.23 – Giunto a raggiera

Si suppone quindi che le azioni assiali e di taglio agenti nel nodo, vengano ripartite in eguale misura tra tutti gli spinotti, secondo le seguenti formule:

$$F_{V,tr} = \frac{V_{d,tr}}{n' + n''}$$

$$F_{N,tr} = \frac{N_{d,tr}}{n' + n''}$$

$$F_{V,pil} = \frac{V_{d,pil}}{n' + n''}$$

$$F_{N,pil} = \frac{N_{d,pil}}{n' + n''}$$

Il momento flettente viene invece ripartito tra gli spinotti in funzione della loro distanza dal centro del giunto, per cui si ha che:

$$F_M = M_d \frac{r_e}{n' r_e^2 + n'' r_i^2} \quad \text{raggiera esterna}$$

$$F_M = M_d \frac{r_i}{n' r_e^2 + n'' r_i^2} \quad \text{raggiera interna}$$

Avendo considerato gli spinotti tutti uguali, si procede con la verifica dei due spinotti più sollecitati, cioè quelli posizionati rispettivamente sull'asse del pilastro e sull'asse della trave, andando a calcolare la forza di taglio agente su ciascuno dei due, come somma vettoriale delle precedenti, ossia:

$$F_{TOT,pil} = \sqrt{((F_M + F_{V,pil})^2 + (F_{N,pil})^2)}$$

$$F_{TOT,tr} = \sqrt{((F_M + F_{V,tr})^2 + (F_{N,tr})^2)}$$

Oltre agli sforzi trasmessi dagli spinotti, bisogna considerare anche gli sforzi di taglio che si manifestano nella zona del giunto, sia nella trave che nel pilastro, che si ricavano sezionando il pilastro e la trave lungo l'asse di mezzzeria del giunto, e imponendo l'equilibrio delle forze agenti nella direzione della sezione, dal quale si ottiene che:

$$F_{d,pil} = \left(\frac{M_d}{\pi} \right) \left(\frac{n' r_e + n'' r_i}{n' r_e^2 + n'' r_i^2} \right) - \frac{V_{d,pil}}{2}$$

$$F_{d,tr} = \left(\frac{M_d}{\pi} \right) \left(\frac{n' r_e + n'' r_i}{n' r_e^2 + n'' r_i^2} \right) - \frac{V_{d,tr}}{2}$$

In molti casi è utile anche andare a determinare la rigidezza k_r del giunto a raggiera, per capire meglio quella che è la distribuzione degli sollecitazioni sugli elementi strutturale, secondo la formula:

$$K_r = k_{ser} (n' r_e^2 + n'' r_i^2)$$

dove k_{ser} , è il modulo di scorrimento del singolo spinotto.

La tabella sottostante riporta le caratteristiche geometriche e le verifiche del giunto.

COLLEGAMENTO A RAGGIERA TRAVE - COLONNA				
CARATTERISTICHE COLONNA	PILASTRO IN LEGNO LAMELLARE - GL32h			
	b =	240 mm	A =	62400
	h =	520 mm	$\rho_k =$	430 kg/m ³
CARATTERISTICHE TRAVE	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h			
	b =	120 mm	A =	48000
	h =	400 mm	$\rho_k =$	430 kg/m ³
CARATTERISTICHE SPINOTTI	$\phi =$	10 mm	$f_{u,k} =$	510 N/mm ²
DISTANZE E INTERASSI MINIMI	Interasse spinotti $\geq 5 \phi$	$d_1 =$	50	mm
	Distanza dai bordi sollecitati $\geq 4 \phi$	$a_1 =$	40	mm
	Distanza dalle estremità sollecitate $\geq 4 \phi$	$a_2 =$	70	mm
	Raggio Esterno	$r_e =$	160	mm
	Spinotti Esterni	$n' =$	20	
	Raggio Interno	$r_i =$	110	mm
	Spinotti Interni	$n'' =$	10	
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	Pilastro	$N_d =$	43,02	kN
		$V_d =$	26,52	kN
		$M_d =$	36,93	kNm
	Trave	$N_d =$	39,57	kN
		$V_d =$	19,84	kN
		$M_d =$	36,92	kNm
SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO SPINOTTO	Pilastro	$F_{N,pil} =$	1,44	kN
		$F_{V,pil} =$	0,89	kN
		$F_{M,pil} =$	9,32	kN
		$F_{tot,pil} =$	10,31	kN
	Trave	$F_{N,tr} =$	1,32	kN
		$F_{V,tr} =$	0,66	kN
		$F_{M,tr} =$	9,32	kN
		$F_{tot,tr} =$	10,07	kN
FORZE I TAGLIO AGENTI NEL NODO	Pilastro	$F_{d,pil} =$	13,18	kN
		$\tau_{d,pil} =$	0,32	N/mm ²
	Trave	$F_{d,tr} =$	19,74	kN
		$\tau_{d,tr} =$	0,62	N/mm ²

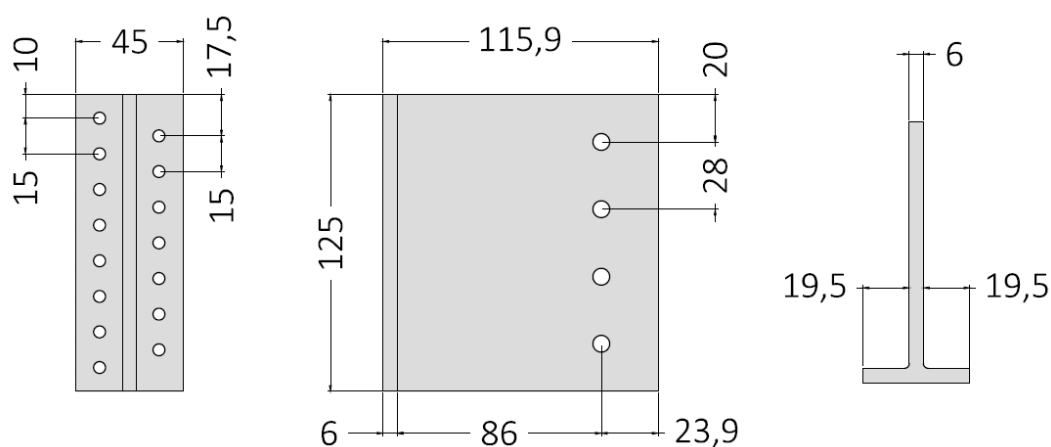
VERIFICHE SPINOTTO IN ASSE CON IL PILASTRO	Sforzo - Fibre Pilastro	$\alpha_1 = 82,03^\circ$
	Sforzo - Fibre Trave	$\alpha_2 = 7,03^\circ$
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO		meccanismo di rottura I $R_{k,I} = 19.040,4 \text{ N}$
		meccanismo di rottura II $R_{k,II} = 19.040,4 \text{ N}$
		meccanismo di rottura III $R_{k,III} = 12.085,2 \text{ N}$
		meccanismo di rottura IV $R_{k,III} = 7.150,2 \text{ N}$
		$R_k = 7,15 \text{ kN}$
	$k_{mod} = 1$ $\gamma_m = 1,30$	$R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$ $R_{d,p.a.pil} = 5,50 \text{ kN}$
VERIFICA	$F_{tot,pil} \leq 2R_{d,p.a.pil}$	VERIFICA
	$\tau_{d,pil} < f_{v,d}$	VERIFICA
VERIFICHE SPINOTTO IN ASSE CON LA TRAVE	Sforzo - Fibre Pilastro	$\alpha_1 = 7,51^\circ$
	Sforzo - Fibre Trave	$\alpha_2 = 82,51^\circ$
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO		meccanismo di rottura I $R_{k,I} = 19.040,4 \text{ N}$
		meccanismo di rottura II $R_{k,II} = 19.040,4 \text{ N}$
		meccanismo di rottura III $R_{k,III} = 12.085,2 \text{ N}$
		meccanismo di rottura IV $R_{k,III} = 7.150,2 \text{ N}$
		$R_k = 7,15 \text{ kN}$
	$k_{mod} = 1$ $\gamma_m = 1,30$	$R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$ $R_{d,p.a.tr} = 5,50 \text{ kN}$
VERIFICA	$F_{tot,tr} \leq 2R_{d,p.a.tr}$	VERIFICA
	$\tau_{d,tr} < f_{v,d}$	VERIFICA
RIGIDEZZA ROTAZIONALE DEL GIUNTO	Modulo di Scorrimento K_{ser}	$K_{ser} = 8917 \text{ N/mm}$
	Rigidezza K_r	$K_r = 5652 \text{ kNm}$

5.11.3. TRAVE SECONDARIA – PILASTRO

Il collegamento trave secondaria-colonna trasmette solo le azioni verticali ed è stato progettato mediante l'utilizzo di staffe a scomparsa, della Rothoblaas (Fig. 5.24).

Il nodo presenta un vincolo a cerniera ed è dunque stato progettato in modo tale da non impedire la rotazione della sezione di estremità della trave secondaria, mediante l'utilizzo di piastre metalliche.

Il collegamento in esame deve trasferire alla trave principale la sollecitazione di taglio e la sollecitazione assiale agenti nella trave secondaria: la forza di taglio agente nella trave è trasmessa, sia tramite spinotti che e per contatto, alla piastra, la quale tramite viti HBS ad alta aderenza, la trasmette alla colonna.



Spessore	s [mm]	6
Altezze calcolate	H [mm]	125
Larghezza ala	L _A [mm]	45
Lunghezza anima	L _B [mm]	109,9
Fori ala	Ø ₁ [mm]	7,0
Fissaggi fori ala	tipo	Viti HBS+ Ø 5
Fissaggi fori anima	tipo	Spinotti autoforanti Ø 7 Spinotti lisci Ø 8

Figura 5.24 – Piastra di collegamento trave secondaria-arcareccio

Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche del collegamento e le relative verifiche: il collegamento tra la piastra e la trave è verificato a taglio, mentre quello tra piastra e colonna è verificato ad azione combinata taglio-estrazione.

COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE SECONDARIA			
CARATTERISTICHE COLONNA	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 160 mm	t ₁ = 77 mm	
	h = 280 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} = 45 mm	h = 125 mm	
	l _{anima} = 109,9	t = 6 mm	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI φ7/73 - 5.6		
	φ = 7 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 73 mm	n = 4	
	K _{eff} = 0,7	n _{file} = 1	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento f _{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) ρ _k f _{h,0,k} = 32,79 N f _{h,a,k} = 22,54 N	momento di snervamento M _{y,k} = 0,08 f _{u,k} d ³ M _{y,k} = 23.623,6 Nmm	
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	R _{kI} = f _{h,1,k} t ₁ d		meccanismo di rottura I R _{k,I} = 12.147,6 N
	R _{kII} = f _{h,1,k} t ₁ d $\left[2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2} - 1 \right]$		meccanismo di rottura II R _{k,II} = 5.480,2 N
	R _{kIII} = 2,3 $\sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$		meccanismo di rottura III R _{k,III} = 4.440,2 N
	R _k = min {R _{kI} ; R _{kII} ; R _{kIII} }		R _k = 4,44 kN
	k _{mod} = 1 γ _m = 1,30		R _d = k _{mod} R _k / γ _m R _d = 3,42 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	n _{R,eff} = 3 R _{conn,d} = 6,83 kN	R _{tot,c,d} = 18,92 kN	
SOLLECITAZIONE	forza di taglio sollecitante agente nella trave principale		F _{t,Sd} = 6,88 kN
F _{t,Sd} ≤ R _{tot,c,d}	6,88	<	18,92
	VERIFICA		

COLLEGAMENTO PIASTRA - COLONNA		
CARATTERISTICHE COLONNA	COLONNA IN LEGNO LAMELLARE - GL32h	
	b = 240 mm	t ₁ = 47 mm
	h = 520 mm	ρ _k = 430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)	
	b = 45 mm	t = 6 mm
	h = 125 mm	l _{an} = 120 mm
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	19 VITI HBS φ5/60 - 5.6	
	φ = 5 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²
	φ ₂ = 3,65 mm	F _{t,sd} = 6,88 kN
	l = 60 mm	n = 15
	l _{ef} = 30 mm	n _{file} = 2
	e = 86 mm	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento $f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$	momento di snervamento $M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$
	f _{h,0,k} = 33,97 N	M _{y,k} = 4.345,6 Nmm
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	meccanismo di rottura I $R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$ R _{kI} = 5.828,1 N	
	meccanismo di rottura II $R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2} - 1 \right]$ R _{kII} = 2.543,8 N	
	meccanismo di rottura III $R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$ R _{kIII} = 1.688,4 N	
	$R_k = \min \{ R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII} \}$ R _k = 1,69 kN	
	$k_{mod} = 1$ $\gamma_m = 1,30$ $R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$ R _d = 1,30 kN	
SOLLECITAZIONE DI TAGLIO	$F_{v,Ed} = \frac{F_{v,tot,Ed}}{n}$	F _{v,Ed} = 459 N
RESISTENZA A TAGLIO	$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m}$	F _{v,Rd} = 999 N
SOLLECITAZIONE DI TRAZIONE	$M_{Ed} = F_{v,tot,Ed} \cdot \theta$	M _{Ed} = 0,59168 kNm
	$F_j = \frac{M}{k} (z_j - t)$	ΣF _j = 5476 N
	$k = \frac{n}{\sum_{j=1}^n (z_j - t)^2} + \frac{t}{2} \cdot \frac{n}{\sum_{j=1}^n (z_j - t)}$	K = 101297 mm ²
	$\sigma_{c,90} = \frac{1}{b \cdot t} \cdot \sum_{j=1}^n F_j$	σ _{c,90} = 3,30 N/mm ²
	Altezza sezione compressa	t = 57,5 mm
	Massima F di trazione	F _{max} = 672 N
VALORI CARATTERISTICI DI ESTRAZIONE	$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k}$	f _{3,k} = 77 N
	$R_k = f_{3,k} (l_{eff} - d)$	R _k = 1551 N
VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE	0,40 < 1	
	VERIFICATO	

5.11.4. TRAVE DI COLMO – TRAVE DI COPERTURA

Il collegamento di colmo è un giunto nel quale convergono più di due elementi: infatti per quanto riguarda i portali esterni, tale nodo coinvolge tre elementi (due travi di copertura e una trave di colmo), mentre per i portali intermedi, interessa quattro elementi (due travi di copertura e due travi di colmo).

Tale sistema di collegamento è stato quindi pensato unendo due tipologie differenti di giunto, quella con piastra a scomparsa, precedentemente utilizzato, e quella con piastra bullonata esterna all'elemento ligneo (Fig.5.25): la prima permette di collegare la trave di colmo alle due travi di copertura che convergono nel nodo, garantendo il trasferimento delle azioni verticali, mentre il secondo, oltre a tenere allineate ed unite le travi di copertura in sommità, permette il trasferimento di tali azioni verso le colonne e quindi a terra.

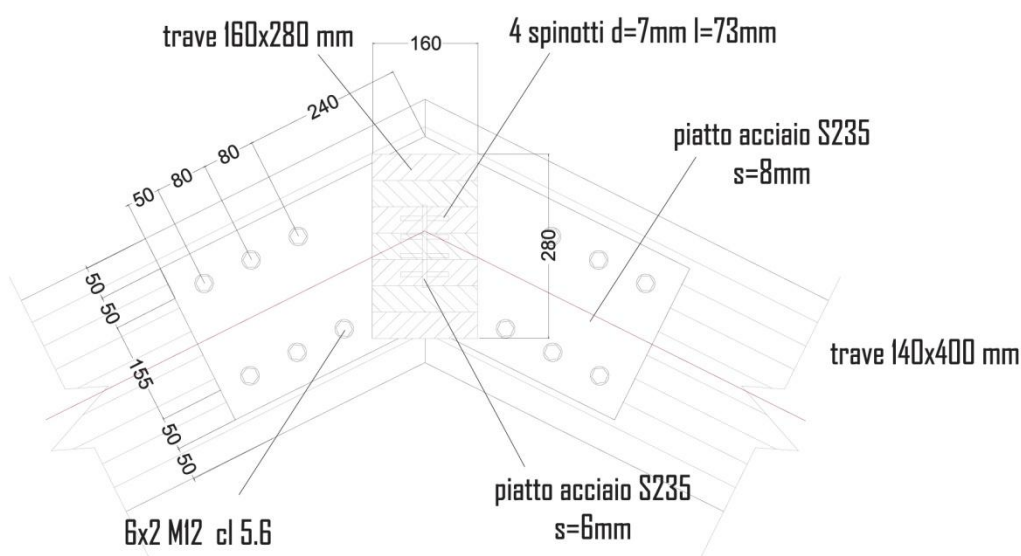


Figura 5.25 – Collegamento trave di copertura-trave di colmo

Si è quindi proceduto come segue: per quanto riguarda la piastra a scomparsa, è stata effettuata una verifica a taglio degli spinotti, come visto per le soluzioni precedenti, facendo incassare l'azione di estrazione alla saldatura a piena penetrazione che collega

le due piastre, mentre per la piastra di collegamento tra le due travi di copertura, si è ipotizzato di far incassare lo sforzo agente all'estremità della trave più sollecitata ad un numero pari alla metà dei bulloni totali, andando così ad effettuare una verifica a favore di sicurezza.

La verifica per la trave di colmo è già stata eseguita al paragrafo 5.11.3, essendo stata inclusa nelle travi secondarie; le tabelle seguenti riportano le caratteristiche del collegamento bullonato tra le travi di copertura, con le relative verifiche.

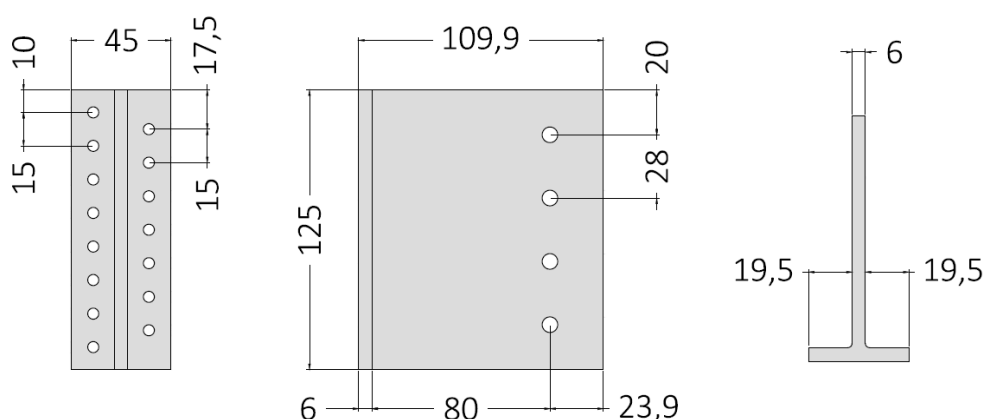
COLLEGAMENTO TRAVI DI COPERTURA				
CARATTERISTICHE TRAVE	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h			
	b =	140 mm	t ₂ =	140
	h =	400 mm	ρ _k =	430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRE	PIASTRA DI BASE - ACCIAIO S235			
	b =	350 mm	f _{u,k} =	380 N/mm ²
	h =	300 mm	f _{y,k} =	235 N/mm ²
	t =	6 mm		
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	BULLONI φ12 - 5.6			
	φ =	12 mm	f _{u,k} =	500,00 N/mm ²
	l =	200 mm	f _{y,k} =	300,00 N/mm ²
	K _{eff} =	0,6	n =	8
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	Trave	N _d =	43,02	kN
		V _d =	26,52	kN
		M _d =	36,93	kNm
SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO SPINOTTO	Trave	F _{N,tr} =	5,38	kN
		F _{V,tr} =	3,32	kN
		F _{M,tr} =	35,65	kN
		F _{tot,tr} =	39,34	kN
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento		momento di snervamento	
	$f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$		$M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$	
	f _{h,0,k} =	31,03 N	M _{y,k} =	95.931,8 Nmm
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO			meccanismo di rottura I	
			R _{k,I} =	17.035,4 N
			meccanismo di rottura II	
			R _{k,II} =	7.730,9 N
	$R_k = \min \{R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII}\}$		R _k =	7,73 kN
	k _{mod} =	1	$R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$	
	γ _m =	1,30	R _d =	5,95 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	n _{R,eff} =	5	R _{tot,c,d} =	61,46 kN
	R _{conn,d} =	11,89 kN		
SOLLECITAZIONE	forza di taglio sollecitante singolo spinotto		F _{t,Sd} =	39,34 kN
$F_{t,Sd} \leq R_{tot,c,d}$	39,34	<	61,46	VERIFICA

5.11.5.ARCARECCIO – TRAVE DI COPERTURA

Tale collegamento trasmette solo le azioni verticali ed è stato progettato mediante l'utilizzo di staffe a scomparsa, della Rothoblaas(Fig.5.26).

Il nodo presenta un vincolo a cerniera ed è dunque stato progettato in modo tale da non impedire la rotazione della sezione di estremità della trave secondaria, mediante l'utilizzo di piastre metalliche.

Il collegamento in esame deve trasferire alla trave principale la sollecitazione di taglio e la sollecitazione assiale agenti nella trave secondaria: la forza di taglio agente nella trave è trasmessa, sia tramite spinotti che e per contatto, alla piastra, la quale tramite viti HBS ad alta aderenza, la trasmette alla colonna.



Spessore	s [mm]	6
Altezze calcolate	H [mm]	125
Larghezza ala	L _A [mm]	45
Lunghezza anima	L _B [mm]	109,9
Fori ala	Ø ₁ [mm]	7,0
Fissaggi fori ala	tipo	Viti HBS+ Ø 5
Fissaggi fori anima	tipo	Spinotti autoforanti Ø 7 Spinotti lisci Ø 8

Figura 5.26 – Piastra di collegamento trave di copertura-arcareccio

La differenza sostanziale con i collegamenti a scomparsa finora analizzati, sta nel fatto che l'arcareccio, e quindi la piastra, risultano inclinati, e soggetti sia ad una forza di taglio V_2 che ad una forza di taglio V_3 , fattore che rende necessaria una doppia verifica(Fig.5.27).

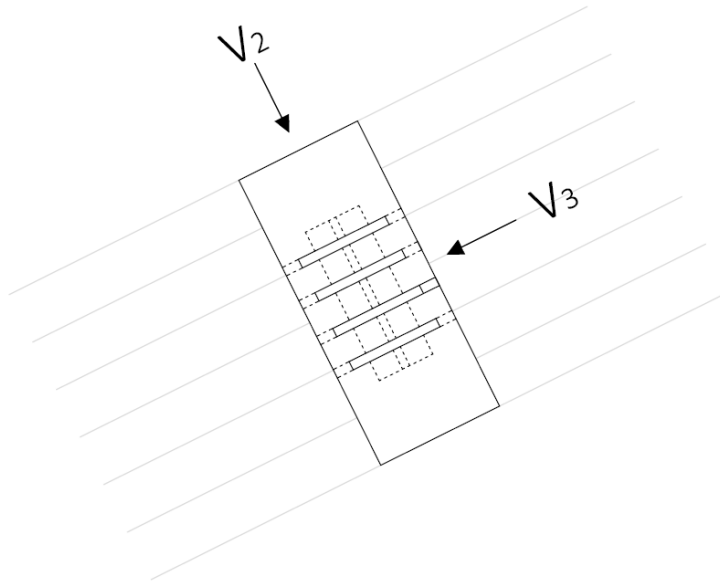


Figura 5.27 – Sforzi di taglio agenti sulla piastra dell'arcareccio

Nel caso di taglio V_3 , i connettori saranno soggetti solo ad un'azione tagliente, e verificati andando semplicemente a calcolare quella che è la resistenza caratteristica del collegamento; nel caso di taglio agente V_2 , si dovrà tenere conto anche di una forza di trazione, dovuta al momento generato dall'eccentricità dello sforzo nei confronti dell'asse baricentrico della connessione(Fig.5.28), dato da:

$$M_{Ed} = F_{V,tot,Ed} e$$

In base alla distanza z_j di ciascun connettore, dal bordo inferiore compresso dell'elemento ligneo, è stata calcolata la forza agente su ciascuna vite, come:

$$F_j = \frac{M_{Ed}}{K} (z_j - t)$$

dove:

- K è un coefficiente, funzione della distanza del connettore dal bordo compresso, dato da:

$$K = \sum_{i=1}^n (z_i - t)^2 + \frac{t}{2} \sum_{i=1}^n (z_i - t)$$

- z_i è distanza del i -esimo connettore dal punto O ;
- t è lo spessore compresso dell'elemento ligneo, assunto pari alla metà della differenza tra l'altezza della trave e l'altezza della piastra.

La verifica è stata condotta sull'elemento maggiormente sollecitato, con la formula:

$$\left(\frac{F_{ax,d}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

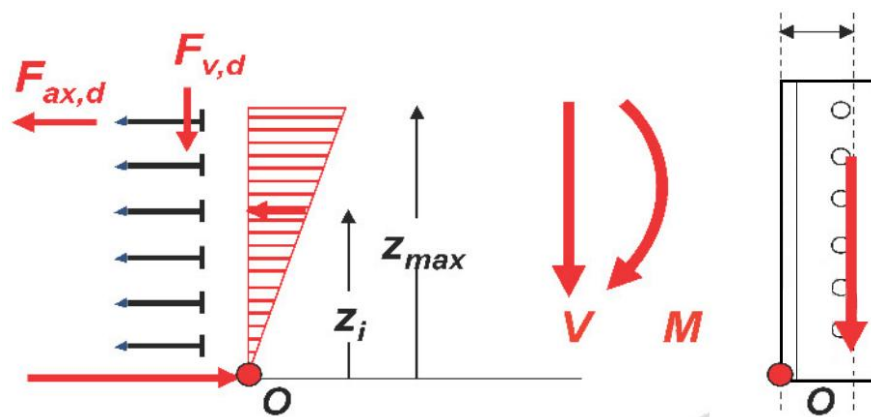


Figura 5.28 – Sforzi agenti dovuti all'eccentricità

Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche del collegamento e le relative verifiche.

COLLEGAMENTO PIASTRA - ARCARECCIO			
CARATTERISTICHE COLONNA	ARCARECCIO IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 100 mm	t ₁ = 47 mm	
	h = 240 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} = 45 mm	h = 125 mm	
	l _{anima} = 109,9 mm	t = 6 mm	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI φ7/73 - 5.6		
	φ = 7 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 73 mm	n = 4	
	K _{eff} = 0,7	n _{tie} = 1	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento $f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$		momento di snervamento $M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$
	f _{h,0,k} = 32,79 N		M _{y,k} = 23.623,6 Nmm
	f _{h,α,k} = 22,54 N		
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$		meccanismo di rottura I R _{k,I} = 7.414,8 N
	$R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2} - 1 \right]$		meccanismo di rottura II R _{k,II} = 3.759,5 N
	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$		meccanismo di rottura III R _{k,III} = 4.440,2 N
	$R_k = \min \{R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII}\}$		R_k = 3,76 kN
	k _{mod} = 1		$R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$
	γ _m = 1,30		R_d = 2,89 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	n _{ri,eff} = 3	R_{tot,c,d} = 16,02 kN	
	R _{conn,d} = 5,78 kN		
SOLLECITAZIONE	forza di taglio sollecitante agente nell'arcareccio		F_{t,sd} = 7,18 kN
$F_{t,sd} \leq R_{tot,c,d}$	7,18	<	16,02 VERIFICA

COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE - V ₃			
CARATTERISTICHE COLONNA	ARCARECCIO IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 100 mm	t ₁ = 47 mm	
	h = 240 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} = 45 mm	h = 125 mm	
	l _{anima} = 109,9 mm	t = 6 mm	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	15 VITI HBS φ5/60 - 5.6		
	φ = 5 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 60 mm	n = 15	
	K _{eff} = 0,6	n _{file} = 10	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento		momento di snervamento
	$f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$		$M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$
	f _{h,0,k} = 33,50 N		M _{y,k} = 9.849,5 Nmm
	f _{h,a,k} = 23,51 N		
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$		meccanismo di rottura I R _{k,I} = 7.871,8 N
	$R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2}} - 1 \right]$		meccanismo di rottura II R _{k,II} = 3.553,1 N
	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$		meccanismo di rottura III R _{k,III} = 2.954,1 N
	$R_k = \min \{R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII}\}$		R_k = 2,95 kN
	k _{mod} = 1		$R_d = k_{mod} R_k / \gamma_m$
	γ _m = 1,30		R_d = 2,27 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	n _{R,eff} = 9	R_{tot,c,d} = 20,68 kN	
	R _{conn,d} = 2,27 kN		
SOLLECITAZIONE	forza di taglio sollecitante agente nell'arcareccio		F_{t,sd} = 3,35 kN
$F_{t,sd} \leq R_{tot,c,d}$	3,35	<	20,68 VERIFICA

COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE - V ₂		
CARATTERISTICHE COLONNA	COLONNA IN LEGNO LAMELLARE - GL32h	
	b = 120 mm	t ₁ = 47 mm
	h = 400 mm	ρ _k = 430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)	
	l _{ala} = 45 mm	h = 125 mm
	l _{an} = 109,9 mm	t = 6 mm
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	15 VITI HBS φ5/60 - 5.6	
	φ = 5 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²
	φ _s = 3,65 mm	F _{t,sd} = 7,18 kN
	l = 60 mm	n = 15
	l _{ef} = 30 mm	n _{file} = 2
	e = 86 mm	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento $f_{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) \rho_k$	momento di snervamento $M_{y,k} = 0,08 f_{u,k} d^3$
	f _{n,0,k} = 33,97 N	M _{y,k} = 4.345,6 Nmm
	f _{n,a,k} = 24,18 N	
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	$R_{kI} = f_{h,1,k} t_1 d$	meccanismo di rottura I R _{k,I} = 5.828,1 N
	$R_{kII} = f_{h,1,k} t_1 d \left[2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2} - 1 \right]$	meccanismo di rottura II R _{k,II} = 2.543,8 N
	$R_{kIII} = 2,3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$	meccanismo di rottura III R _{k,III} = 1.688,4 N
	$R_k = \min \{R_{kI}; R_{kII}; R_{kIII}\}$	R_k = 1,69 kN
	k _{mod} = 1	R _d = k _{mod} R _k /γ _m
	γ _m = 1,30	R_d = 1,30 kN
SOLLECITAZIONE DI TAGLIO	$F_{V,Ed} = \frac{F_{V,tot,Ed}}{n}$	F _{V,Ed} = 479 N
RESISTENZA A TAGLIO	$F_{V,Rd} = k_{mod} \frac{F_{V,Rk}}{\gamma_m}$	F _{V,Rd} = 999 N
SOLLECITAZIONE DI TRAZIONE	$M_{Ed} = F_{V,tot,Ed} \cdot \theta$	M _{Ed} = 0,617 kNm
	$F_i = \frac{M}{k} (z_i - t)$	ΣF _i = 5479 N
	$k = \sum_{i=1}^n (z_i - t)^2 + \frac{t}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (z_i - t)$	K = 101297 mm ²
	$\sigma_{c,90} = \frac{1}{b \cdot t} \cdot \sum_{i=1}^n F_i$	σ _{c,90} = 3,30 N/mm ²
	Altezza sezione compressa	t = 57,5 mm
	Massima F di trazione	F _{max} = 672 N

VALORI CARATTERISTICI DI ESTRAZIONE	$f_{3,k} = (1,5 + 0,6 d) \sqrt{\rho_k}$	$f_{3,k} = 77 \text{ N}$
	$R_k = f_{3,k} (l_{eff} - d)$	$R_k = 1551 \text{ N}$
VERIFICA COMBINATA TAGLIO-TRAZIONE	$\left(\frac{F_{ax,d}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1$	0,42 < 1
		VERIFICATO

5.11.6.GIUNTO DI BASE

In fase di modellazione, è stato deciso di non introdurre nella struttura un sistema di controventi di parete, assegnando ai nodi posti alla base delle colonne un vincolo di incastro; questo è stato possibile sia grazie alle dimensioni limitate dell'edificio, soprattutto in altezza, sia ai carichi modesti ai quali la struttura è sottoposta.

Questa soluzione, nonostante richieda grande attenzione in fase di progettazione e di realizzazione, consente di velocizzare le fasi di assemblaggio dell'edificio, eliminando ulteriori elementi da collegare, ed inoltre ha permesso di avere pareti libere sulle quali realizzare grandi aperture, come previsto dal progetto architettonico.

L'unione ipotizzata prevede l'utilizzo di due piastre in acciaio, ciascuna delle quali alloggiata in una fresatura all'interno della base del pilastro, saldate tramite saldatura a piena penetrazione ad una piastra di base, anch'essa in acciaio, ancorata a sua volta alla fondazione in calcestruzzo tramite 4 tirafondi(Fig.5.29).

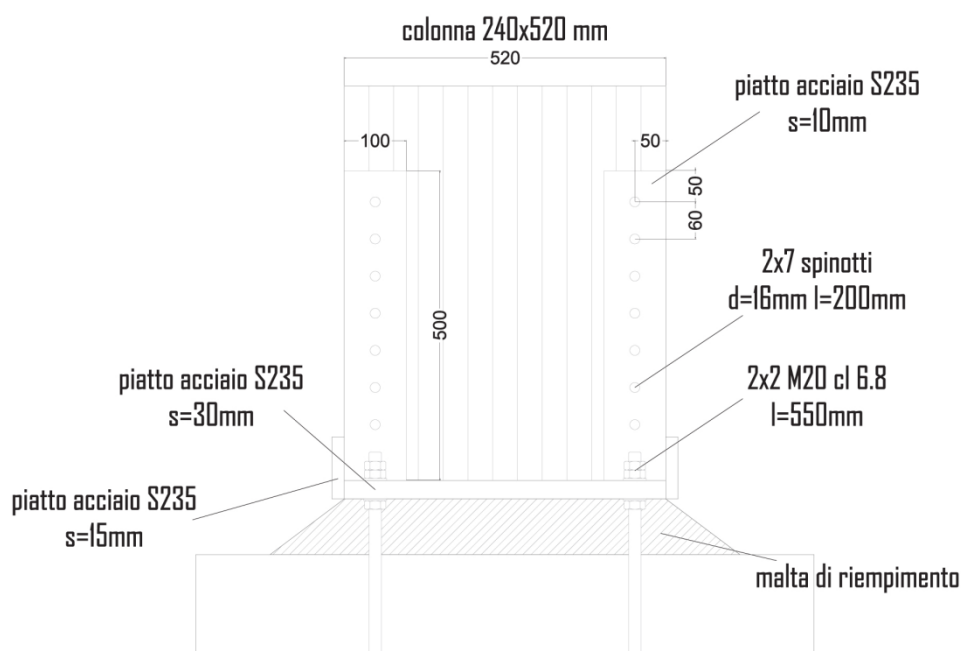


Figura 5.29a – Collegamento di base

La trasmissione degli sforzi tra il pilastro ligneo e le piastre in acciaio avviene tramite 14 spinotti aventi diametro ϕ pari a 16 mm, equamente distribuiti tra le due piastre; al

fine di realizzare un incastro, è necessario disporre gli spinotti il più lontano possibile dall'asse di rotazione del collegamento, passante per l'asse longitudinale del pilastro, rispettando le distanze minime imposte dalla normativa, in modo tale da aumentare il braccio delle coppie di forze agenti sui connettori. L'entità di tale braccio sarà legata alle dimensioni del pilastro nel piano in cui il movimento di rotazione del nodo deve essere impedito.

Come prima cosa si procede con la verifica degli spinotti, ricavando dalla tabella x.x il valore caratteristico di rottura R_k di un singolo spinotto, per due piani di taglio; a favore di sicurezza la verifica è stata condotta considerando una singola fila di spinotti, andando a verificare che:

$$F_{tot,pil} \leq R_{conn,d}$$

Considerando che le saldature tra le piastre sono a piena penetrazione, si è proceduto con la verifica dei tirafondi, soggetti a taglio e trazione.

Il collegamento tra la piastra e la fondazione è stato realizzato tramite 4 barre filettate, di diametro 20mm; determinate le azioni $F_{t,Ed}$ e $F_{v,Ed}$, rispettivamente di trazione e taglio, agenti sui tirafondi, la verifica è stata condotta secondo quanto previsto dalle NTC, al punto 4.2.8.1, con la formula:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove:

- $F_{v,Rd}$ è stato assunto pari al valore minimo tra la resistenza a taglio dei bulloni, $F_{v,Rd}$, e la resistenza a rifollamento della piastra di base, $F_{b,Rd}$, rispettivamente pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

- $F_{t,Rd}$ è stato assunto pari al minimo tra la resistenza a trazione dei bulloni, $F_{t,Rd}$, e la resistenza a punzonamento del piatto collegato, $B_{p,Rd}$, rispettivamente pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 p_{dm} t_p f_{tk} / \gamma_{M2}$$

Infine è stata verificata la sezione in c.a. sottostante la piastra, al fine di evitare una rottura per compressione, dovuta ai carichi verticali trasmessi dal pilastro.

Le tabelle sottostanti riportano le caratteristiche meccaniche e geometriche del nodo, con le rispettive verifiche.

COLLEGAMENTO COLONA - FONDAZIONE			
CARATTERISTICHE COLONNA	COLONNA IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 240 mm	t ₁ = 115 mm	
	h = 520 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRE	PIASTRA DI BASE - ACCIAIO S235		
	b = 240 mm	f _{u,k} = 360 N/mm ²	
	h = 100 mm	f _{y,k} = 235 N/mm ²	
	t = 30 mm		
	PIASTRA INTERNE - ACCIAIO S235		
	b = 100 mm	f _{u,k} = 360 N/mm ²	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	PIASTRA INTERNE - ACCIAIO S235		
	h = 500 mm	f _{y,k} = 235 N/mm ²	
	t = 10 mm		
	SPINOTTI φ16 - 5.6		
	Φ = 16 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 200 mm	f _{y,k} = 300,00 N/mm ²	
SOLLECITAZIONI INTERNE	K _{eff} = 0,7		
	n = 7		
	f _{u,k} = 500,00 N/mm ² f _{y,k} = 300,00 N/mm ²		
	CALCESTRUZZO FONDAZIONE - C25/30		
	f _{c,k} = 250,00 N/mm ²	R _{c,k} = 300,00 N/mm ²	
SOLLECITAZIONI SINGOLO SPINOTTO	Pilastro	N _d = -128,83 kN	
		V _d = 27,94 kN	
		M _d = 70,17 kNm	
SOLLECITAZIONI SINGOLO SPINOTTO	Spinotto	F _{N,pil} = -18,40 kN	
		F _{V,pil} = 3,99 kN	
		F _{M,pil} = 38,43 kN	
		F _{tot,pil} = 44,78 kN	
RESISTENZE CARATTERISTICHE	resistenza a rifollamento		momento di snervamento
	f _{h,1,k} = 0,082 (1 - 0,01 d) ρ _k		M _{y,k} = 0,08 f _{u,k} d ³
	f _{h,0,k} = 29,62 N		M _{y,k} = 202.676,4 Nmm
	f _{h,a,k} = 22,87 N		
RESISTENZA A TAGLIO DEGLI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	R _{kl} = f _{h,1,k} t ₁ d		meccanismo di rottura I
			R _{k,I} = 42.083,3 N
	R _{k,II} = f _{h,1,k} t ₁ d $\left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,0,k} d t_1^2}} - 1 \right]$		meccanismo di rottura II
			R _{k,II} = 19.873,8 N
	R _{k,III} = 2,3 $\sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$		meccanismo di rottura III
			R _{k,III} = 19.807,8 N
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	R _k = min {R _{kl} ; R _{k,II} ; R _{k,III} }		R _k = 19,81 kN
	k _{mod} = 1		R _d = k _{mod} R _k / γ _m
	γ _m = 1,30		R _d = 15,24 kN
RESISTENZA A TAGLIO DELLA CONNESSIONE	η _{R,eff} = 5	R _{conn,d} = 69,82 kN	
VERIFICA	F _{tot,pil} ≤ R _{conn,d}		VERIFICA

VERIFICHE A ESTRAZIONE DEI TIRAFONDI		
SOLLECITAZIONI INTERNE	Pilastro	$N_d = -40,49 \text{ kN}$ $V_d = 6,74 \text{ kN}$ $M_d = 70,87 \text{ kN}$
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA DI BASE - ACCIAIO S235	
	b = 240 mm	$f_{t,k} = 360 \text{ N/mm}^2$
	h = 100 mm	$f_{y,k} = 235 \text{ N/mm}^2$
	t = 30 mm	$\gamma_{m2} = 1,25$
CARATTERISTICHE TIRAFONDI	TIRAFONDI Φ - CLASSE 6.8	
	$\Phi = 20 \text{ mm}$	$A_{Res} = 245 \text{ mm}^2$
	$\Phi_m = 34,5 \text{ mm}$	$f_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$
	n = 6	$f_{tb} = 600 \text{ N/mm}^2$
	$A_s = 314 \text{ mm}^2$	$\gamma_{m2} = 1,25$
CARATTERISTICHE CLS	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	$f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$
	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	$f_{bd} = 2,7 \text{ N/mm}^2$
SFORZO SOLLECITANTE	TRAZIONE	$F_{t,Ed} = 99863 \text{ N}$
	TAGLIO	$F_{v,Ed} = 4564 \text{ N}$
RESISTENZA CARATTERISTICHE	TRAZIONE	$F_{t,Rd} = 105840 \text{ N}$
		$B_{p,Rd} = 561583 \text{ N}$
	TAGLIO	$F_{v,Rd} = 58800 \text{ N}$
		$F_{B,Rd} = 342857 \text{ N}$
VERIFICA	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$	VERIFICATO
DETERMINAZIONE LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO		
LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO	$l_b = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}$	$l = 624 \text{ mm}$
VERIFICA SEZIONE IN c.a.		
CARATTERISTICHE SEZIONE IN c.a.	b = 240 mm	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
	h = 520 mm	$f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$
	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	$f_{jd} = 9,45 \text{ N/mm}^2$
RESISTENZA SEZIONE IN c.a.	$N_{Rd} = 1178944 \text{ N}$	
VERIFICA	$N_{ed} < N_{Rd}$	VERIFICATO

5.11.PROTEZIONE AL FUOCO DEI COLLEGAMENTI

I collegamenti costituiscono una parte essenziale della statica della struttura lignea, per tale motivo, ai fini della resistenza al fuoco, è necessario poterne valutare le prestazioni sotto l'azione del fuoco.

Spesso sono proprio i connettori metallici e le piastre di collegamento a rappresentare un punto di debolezza, in quanto trasmettono il calore all'interno della massa lignea e, se esposte al fuoco, possono avere deformazioni incompatibili con la statica globale della struttura.

La normativa Europea, considera le unioni non protette appartenenti alla classe di resistenza al fuoco R15, purchè soddisfino i requisiti necessari (Tab.5.24).

Elementi di collegamento	$t_{d,fi}$ (min)	Condizione imposta
Chiodi	15	$d \geq 2,8 \text{ mm}$
Viti	15	$d \geq 3,5 \text{ mm}$
Bulloni	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Perni	20	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
Altri tipi di connettori (secondo EN 912)	15	$t_1 \geq 45 \text{ mm}$
$t_{fi,d}$	resistenza del collegamento	
t_1	spessore dell'elemento laterale	
d	diametro dell'elemento di collegamento	

Tabella 5.24 – Limiti imposti per unioni non protette

Per tempi di resistenza superiori, si fa riferimento al tempo richiesto di resistenza t_{req} per quanto riguarda lo spessore dell'elemento collegato e la distanza dai bordi del collegamento, che deve garantire la prestazione, in condizioni ultime, al tempo richiesto.

Per i collegamenti con $t_{req} \leq 30$ minuti e che adottino perni, chiodi e viti con teste non sporgenti, sarà sufficiente aumentare lo spessore degli elementi lignei collegati, la larghezza degli stessi e la distanza dai bordi, di una quantità pari a:

$$\alpha_{t_i} = \beta_n k_{flux} (t_{req} - t_{d,fi})$$

in cui k_{flux} è un coefficiente che tiene conto di un aumentato flusso termico a causa dell'elemento metallico, ed è assunto pari a 1,5.

Piastre a scomparsa

Per quanto riguarda le piastre a scomparsa, la ditta produttrice, fornisce già delle misure minime da rispettare, in base alla classe di resistenza richiesta, calcolate secondo la EN 1995-1-2, ed illustrate nella figura seguente (Fig. 5.30):

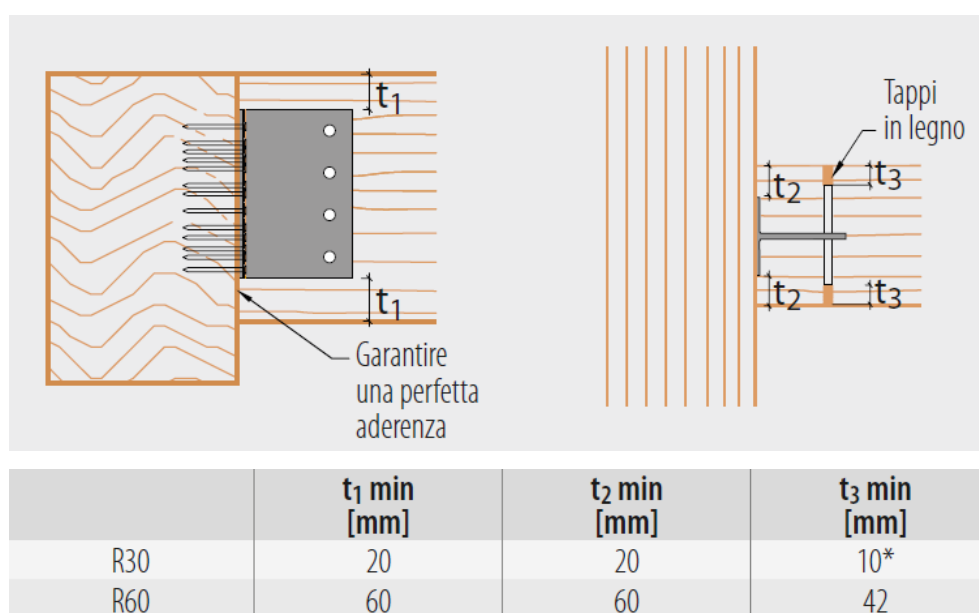


Figura 5.30 – Distanze minime imposte dalla Rothoblass

Nel progetto di tali collegamenti ci si è quindi attenuti a tali limiti, come riportato nelle seguenti tabelle.

VERIFICA AL FUOCO COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE PRINCIPALE			
CARATTERISTICHE COLONNA	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 240 mm	t ₁ = 117 mm	
	h = 520 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} = 80 mm	h = 360 mm	
	l _{anima} = 109,4 mm	t = 6 mm	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI φ12/120 - 5.6		
	φ = 12 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 120 mm	n = 9	
	K _{eff} = 0,6	n _{file} = 1	
VALORI LIMITE MINIMI DISTANZE	LIMITI UNI EN 1995-1-1	LIMITI ROTHOBLAAS - REI 30	
	a ₁ = 36 mm	t ₁ = 60 mm	
	a ₂ = 36 mm	t ₂ = 60 mm	
	a ₃ = 80 mm	t ₃ = 42 mm	
	a ₄ = 36 mm		
VALORI DI PROGETTO	a ₁ = mm	t ₁ = 80 mm	
	a ₂ = 40 mm	t ₂ = 80 mm	
	a ₃ = 86 mm	t ₃ = 60 mm	
	a ₄ = 100 mm		
VERIFICHE AL FUOCO	VERIFICATO REI 60		VERIFICATO REI 60

VERIFICA AL FUOCO COLLEGAMENTO PIASTRA - TRAVE SECONDARIA			
CARATTERISTICHE COLONNA	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b = 160 mm	t ₁ = 77 mm	
	h = 280 mm	ρ _k = 430 kg/m ³	
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} = 45 mm	h = 125 mm	
	l _{anima} = 109,9 mm	t = 6 mm	
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI φ7/73 - 5.6		
	φ = 7 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²	
	l = 73 mm	n = 3	
	K _{eff} = 0,7	n _{file} = 1	
VALORI LIMITE MINIMI DISTANZE	LIMITI UNI EN 1995-1-1	LIMITI ROTHOBLAAS - REI 60	
	a ₁ = 21 mm	t ₁ = 60 mm	
	a ₂ = 21 mm	t ₂ = 60 mm	
	a ₃ = 80 mm	t ₃ = 42 mm	
	a ₄ = 27,999996 mm		
VALORI DI PROGETTO	a ₁ = mm	t ₁ = 77,5 mm	
	a ₂ = 28,3 mm	t ₂ = 62,5 mm	
	a ₃ = 92 mm	t ₃ = 43,5 mm	
	a ₄ = 77,5 mm		
VERIFICHE AL FUOCO	VERIFICATO REI 60		VERIFICATO REI 60

VERIFICA AL FUOCO COLLEGAMENTO PIASTRA - ARCARECCIO			
CARATTERISTICHE COLONNA	TRAVE IN LEGNO LAMELLARE - GL32h		
	b =	160 mm	t ₁ = 77 mm
	h =	240 mm	ρ _k = 430 kg/m ³
CARATTERISTICHE PIASTRA	PIASTRA IN ALLUMINIO - ALUMINI (Rothoblass)		
	l _{ala} =	45 mm	h = 95 mm
	l _{anima} =	109,9 mm	t = 6 mm
CARATTERISTICHE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	SPINOTTI ϕ7/73 - 5.6		
	ϕ =	7 mm	f _{u,k} = 500,00 N/mm ²
	l =	73 mm	n = 4
	K _{eff} =	0,7	n _{file} = 1
VALORI LIMITE MINIMI DISTANZE	LIMITI UNI EN 1995-1-1		LIMITI ROTHOBLAAS - REI 30
	a ₁ =	21 mm	t ₁ = 60 mm
	a ₂ =	21 mm	t ₂ = 60 mm
	a ₃ =	80 mm	t ₃ = 42 mm
	a ₄ =	21 mm	
VALORI DI PROGETTO	a ₁ =	mm	t ₁ = 72,5 mm
	a ₂ =	28,3 mm	t ₂ = 62,5 mm
	a ₃ =	86 mm	t ₃ = 43,5 mm
	a ₄ =	91,7 mm	
VERIFICHE AL FUOCO	VERIFICATO REI 60		VERIFICATO REI 60

Giunto a raggiera

In questo caso, la protezione al fuoco consiste nell'aumentare l'infissione del perno nell'elemento ligneo, andando a rivestire il giunto con dei "guanciali" in legno esterni. Partendo dalla classe di resistenza richiesta R60, calcoliamo il tempo di inizio carbonizzazione, t_{ch} , come:

$$t_{ch} > t_{req} - 0,5 t_{d,fi} = 40 \text{ min}$$

con t_{req} pari a 60 min e $t_{d,fi}$ pari a 20 min.

Lo spessore dei pannelli in legno dovrà essere sufficiente a garantire il t_{ch} calcolato; per i pannelli in legno si può assumere che t_{ch} sia pari al tempo di rottura della protezione t_r , da cui ci ricaviamo lo spessore h_p dei "guanciali" in legno:

$$t_r = t_{ch} = \frac{h_p}{\beta_0} - 4$$

$$h_p = (t_{ch} + 4)\beta_0 = 39,6 \text{ mm}$$

essendo β_0 pari a 0,9 mm/min, come riportato in tabella 5.15.

Sono quindi necessari due pannelli da 20 mm ciascuno, che verranno fissati a copertura del collegamento, tramite chiodatura.

I guanciali dovranno essere fresati in corrispondenza degli spinotti, andando ad inserire un tassello in legno nel foro, una volta inserito il perno.

Giunto di colmo

La protezione di tale giunto è garantita dalla presenza di una controsoffittatura in interna dell'edificio e dall'applicazione sulla piastra di sostanze ignifughe, prima dell'assemblaggio.

Considerazioni

I risultati ottenuti dimostrano che le sezioni scelte per gli elementi strutturali lignei sono sufficienti a garantire una sufficiente protezione al fuoco anche per le connessioni metalliche, che risultano quindi appartenenti alla classe di resistenza REI 60.

Per quanto riguarda il giunto a raggiera, la verifica risulta soddisfatta solo aggiungendo due pannelli laterali a copertura dei connettori, opportunamente fissati tramite chiodatura.

Grazie a questi piccoli accorgimenti le connessioni metalliche, che sono la parte critica riguardo la trasmissione del calore, risultano protette e consentono alla struttura di resistere per il tempo necessario all'evacuazione e alla messa in sicurezza dell'edificio.

6. IL CORPO SCALA

6.1.DESCRIZIONE

La struttura del corpo scala è stata pensata come un struttura chiusa, leggera e trasparente, in grado comunque di garantire protezione dagli agenti atmosferici.

Si tratta di una struttura a scheletro, realizzata con profili in acciaio, di tipo HEA, rivestita con superfici vetrate, protette da pannelli in lamiera stirata, che fungono da frangisole.

La scala, situata al centro della struttura, è pensata autoportante, ed è collegata a terra ed alla passerella posta a 3,3 m di altezza, che consente l'accesso agli alloggi superiori.

L'edificio è costituito da due piani fuori terra, con un'altezza di interpiano pari a 3,00 m, per un'altezza complessiva fuori terra di 6,9 m, con dimensioni in pianta di 5,0 m x 6,5 m.

La struttura non presenta controventi di parete, sia per i modesti carichi a cui è sottoposta, sia per le sue dimensioni limitate.

Andiamo ora ad analizzare quelle che sono le strutture degli orizzontamenti e dei tamponamenti:

Solaio di interpiano: realizzato con elementi prefabbricati in lamiera grecata e legno, del tipo Supportsol 74, prodotto dalla Arval, che garantisce leggerezza e robustezza allo stesso tempo;

Tamponatura esterna: realizzata con infissi in PVC, le superfici vetrate, oltre a garantire la luminosità, permettono di aver condizioni di comfort energetico ottimali, oltre ad essere velocemente montabili;

Rivestimento esterno: realizzati con pannelli in lamiera stirata, in grado di proteggere l'interno dall'irraggiamento diretto, ed allo stesso tempo di garantire leggerezza e tempi di montaggio ridotti.

Le opere di fondazione sono costituite da elementi di tipo “New Jersey”, prefabbricati, in calcestruzzo armato, assimilabili ad una fondazione a trave rovescia, che corre lungo tutto il perimetro del fabbricato, e in corrispondenza di ciascun portale in legno, secondo una maglia ben definita.

Ogni elemento facente parte della struttura è stato quindi modellato, analizzato e verificato, secondo le modalità riportate nei paragrafi seguenti.

Si riporta di seguito la pianta della struttura, con indicazione degli elementi strutturali e delle dimensioni (Fig.6.1).

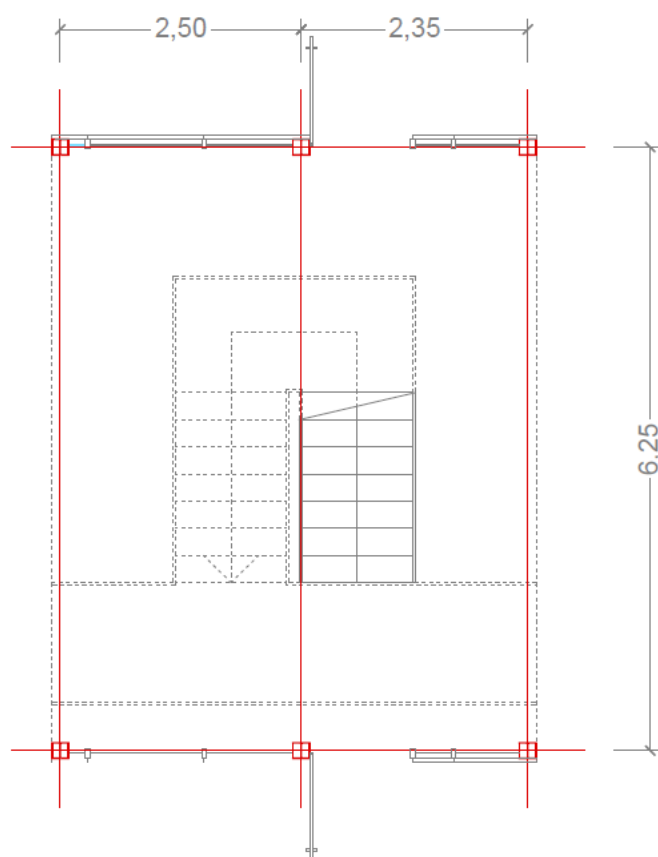


Figura 6.1 – Pianta struttura

6.2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali norme a cui è stato fatto riferimento nella progettazione strutturale dell'edificio in esame sono:

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 (*NTC 2008*);
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.;
- UNI EN 1993-1-1 - *Eurocodice 3*, Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1, Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-1 - *Eurocodice 8*, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1, Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

In generale sono state seguite le prescrizioni fornite nella normativa nazionale, *NTC 2008*; per valutare e approfondire alcuni aspetti invece, in mancanza di indicazioni esaustive è stato fatto ricorso alla normativa internazionale e nello specifico agli *Eurocodici* sopra indicati.

6.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi strutturale dell'edificio è stata condotta utilizzando un modello tridimensionale della struttura, rappresentando in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. La struttura è a telaio in acciaio, ed è composta da telai iperstatici, con pilastri incernierati a terra e travi di copertura incastrate nel nodo con il pilastro ed incernierate al colmo; i vari portali sono collegati tra loro da travi secondarie.

Il telaio è soggetto a carichi gravitazionali, alle azioni orizzontali di vento e sisma, al carico neve ed esercizio: per quanto riguarda il vento, si è considerato solo in vento in direzione "x", in quanto il corpo scala risulta protetto dall'edificio lungo la direzione "y".

L'analisi e la modellazione della struttura in esame è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "SAP 2000 v.14.0.0".

Nella definizione del modello gli elementi non strutturali quali tamponature e tramezzi sono stati rappresentati esclusivamente in termini di massa.

Gli elementi monodimensionali in acciaio, quali travi e colonne, sono stati modellati nel programma di calcolo mediante elementi frame, ovvero aste sollecitate da sforzi normali N , sforzi di taglio T_x , T_y e momenti flettenti e torcenti M_x , M_y , M_z ; gli elementi frame sono definiti considerando le caratteristiche geometriche e le proprietà del materiale acciaio S275(Fig.6.2).

Nel modello è stata rappresentata anche la scala, tramite elementi beam, ai quali sono stati assegnati peso proprio e carichi di esercizio, questo al fine di avere una rappresentazione degli sforzi negli elementi portanti il più verosimile possibile; la scala non è poi stata oggetto di progettazione.

La struttura di fondazione è stata schematizzata come una serie di elementi *beam*, ai quali è stata assegnata un valore di k , valutato tenendo in considerazione la conformazione del terreno di fondazione(Fig.6.3).

Il comportamento del terreno è stato schematizzato suddividendo le travi di fondazione in elementi aventi lunghezza pari a circa 20 cm, ed assegnando agli

elementi *joint* delle molle aventi una certa rigidezza K , introdotte nel modello di calcolo mediante un vincolo di tipo *springs*.

Il sottosuolo in esame appartiene alla categoria C, definita dalle NTC2008 al punto 3.2.2. come deposito di terreni a grana grossa mediamente addensato o terreno a grana fine mediamente consistente, nello specifico si tratta di un terreno composto da sabbie con argille e limi e argille limose, per il quale è stato considerato un valore indicativo della rigidezza k pari a:

$$k_{statico} = 3,00 \text{ daN/cm}^3 = 30000 \text{ kN/m}^3$$

Tale valore è stato poi moltiplicato per la larghezza della trave di fondazione (0,60 m) e per l'interasse tra due elementi *joint* consecutivi (0,20 m), per ottenere un valore della rigidezza k , da assegnare ad ogni elemento *springs*, pari a:

$$k_{statico} = 3600 \text{ kN/m}$$

Per quanto riguarda la tensione ammissibile del terreno, vista le caratteristiche geologiche, si è deciso di assegnare un valore pari a:

$$\sigma_{amm} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

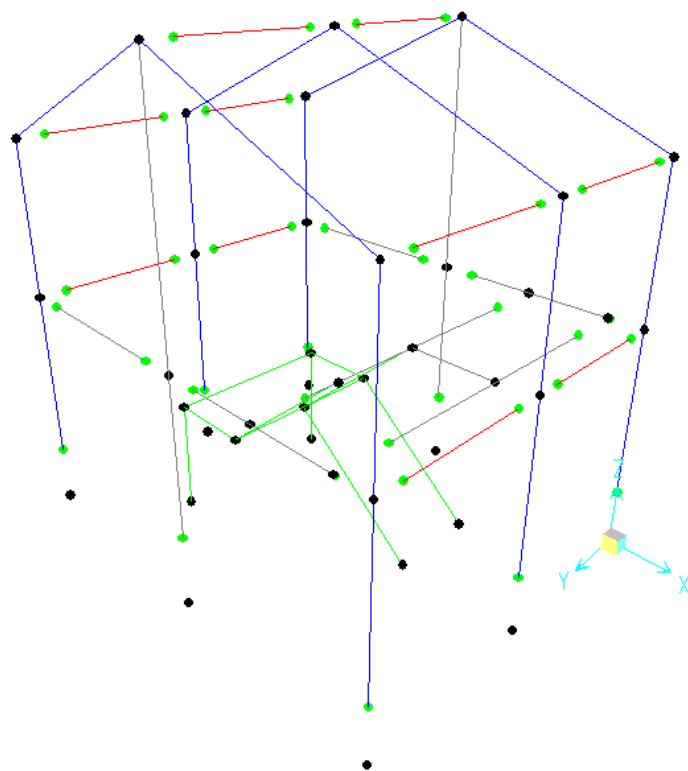


Figura 6.2 – Modello struttura su SAP2000

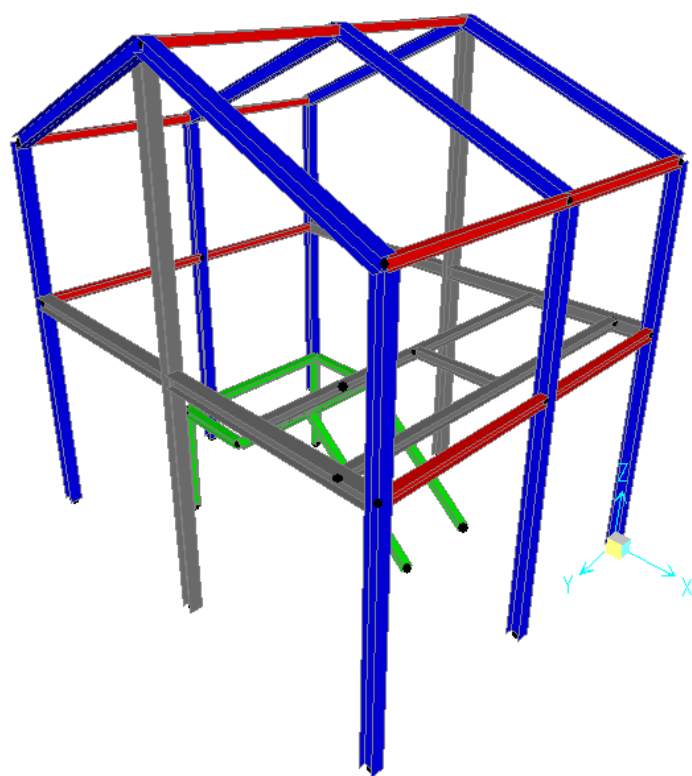


Figura 6.3 – Modello struttura su SAP2000 con sezioni

6.4. VERIFICHE

6.4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come (Fig. 6.4):

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

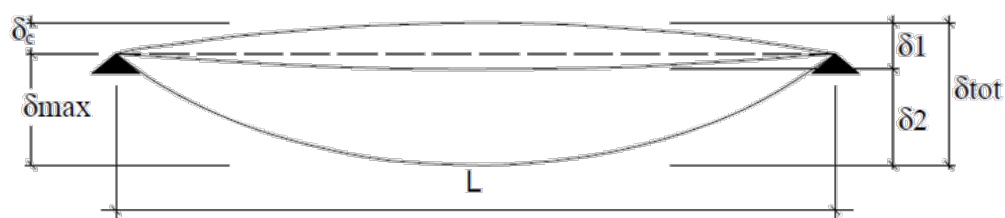


Figura 6.4 – Determinazione freccia totale

dove:

- δ_c è la montatura iniziale della trave;
- δ_1 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;
- δ_2 è lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;
- δ_{max} è lo spostamento nello stato finale, depurato della montatura iniziale.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono indicati in tabella 6.1.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_s}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Tabella 6.1 – Valori limite spostamenti verticali

Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva.

I valori di tali limiti per gli spostamenti orizzontali sono indicati in tabella 6.1, dove Δ è lo spostamento in sommità, δ è lo spostamento relativo di piano (Fig. 6.5):

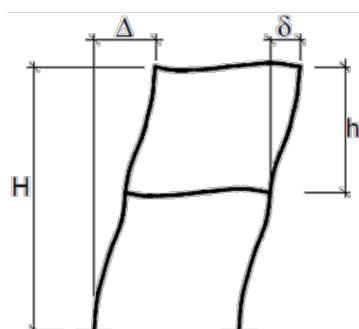


Figura 6.5 – Definizione spostamenti laterali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

Tabella 6.2 – Valori limite spostamenti laterali

6.4.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tabella seguente (Tab.6.3). Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori. Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tabella 6.3 – Valori dei fattori parziali γ_M

Trazione

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

- a) la resistenza plastica della sezione lorda, A :

$$N_{pl,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$$

- b) la resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2}$$

Compressione

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M2} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i forisiano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

Flessione monoassiale o retta

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2.}$$

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere:

$$A_v = A - \sum (h w t_w).$$

Flessione e taglio

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tenere conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto $\rho = [(2 V_{Ed}/V_{c,Rd}) - 1]^2$ la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$\begin{aligned} M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} && \text{per } n \leq a \\ M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} [1 - (n-a)/(1-a)]^2 && \text{per } n > a \end{aligned}$$

dove:

- $M_{pl,y,Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,

- $M_{pl,z,Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

dove:

- A è l'area lorda della sezione,
- b è la larghezza delle ali,
- t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{5n} \leq 1$$

con $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,2$.

Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) \leq 1.$$

Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio di calcolo, V_{Ed} , sia inferiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio, $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/prezzo flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$$

dove $\rho = [(2 V_{Ed}/V_{c,Rd}) - 1]^2$.

6.4.3. STABILITÀ DELLE MEMBRATURE

Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa; deve essere:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

dove:

- N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,
- $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da
- $N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1}$ per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale λ , dalla seguente formula

$$\chi = 1 / [\varphi + (\varphi^2 + \lambda^2)^{1/2}] \leq 1$$

dove:

- $\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$,
- α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla tab 4.2.VI seguente,
- λ è la snellezza adimensionale pari a:

$$\lambda = [A f_{yk} / N_{cr}]^{1/2} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2, e 3}$$

- N_{cr} è il carico critico elastico pari a:

$$N_{cr} = \pi^2 E J_{eff} / l^2$$

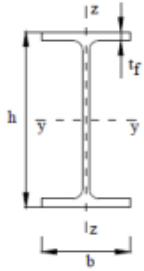
Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c

Tabella 6.4 – Curve di stabilità

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta L$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i$$

dove:

- l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,
- i è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

Travi inflesse

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessione torsionale secondo la formula:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

dove:

- M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo
- $M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_{yk} / \gamma_{M1}$$

dove:

- W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$, per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$, per le sezioni di classe 3;
- χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{\phi} \end{cases}$$

- $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda^2]$
- λ_{LT} è il coefficiente di snellezza adimensionale ed è dato dalla formula

$$\lambda_{LT} = [W_y f_{yk} / M_{cr}]^{1/2}$$

- M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale dato da:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}}$$

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A} \right)^2$$

- α_{LT} è il fattore di imperfezione ottenuto dalle indicazioni riportate nella tabella 6.5;
- $\lambda_{LT,0}$ è un coefficiente che può essere assunto pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4;
- β è un coefficiente che può essere assunto pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75;
- f è un fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - (2,0 \lambda_{LT} - 0,8)^2]$$

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversale	-	d

Tabella 6.5 – Curve di stabilità

Membrature inflesse e compresse

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nella circolare delle NTC al punto 4.2.4.1.3.3.

Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove:

- χ_{\min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
- W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,
- $N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;
- $M_{y,eq,Ed}$ e $M_{z,eq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 M_{m,Ed}$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b , $|M_a| \geq |M_b|$, si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 M_a - 0,4 M_b \geq 0,4 M_a$$



In presenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrane a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove:

- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono coefficienti forniti dalla tabella 6.6, per le membrane a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione;
- α_{my} , α_{mz} sono coefficienti per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z , rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT} , per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e

dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in tabella 6.7.

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{zz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed} \neq 0$, $k_{zy} = 0$ ($M_{x,Ed} = 0$).

Tabella 6.6 – Determinazione dei coefficienti k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz}


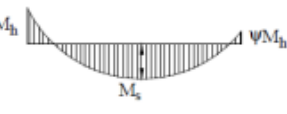
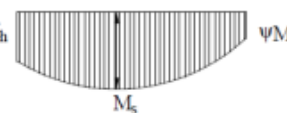
Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti α_{my} , α_{mz} , α_{mLT}	
			Carico uniforme	Carico concentrato
 M_h	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 M_h M_s $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_h M_s $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

Tabella 6.7 – Determinazione dei coefficienti α_{my} , α_{mz}

Le verifiche agli SLU sono state eseguite solo per gli elementi più sollecitati, valutando di volta in volta le sollecitazioni agenti sull'elemento analizzato e prendendo in considerazione solo le combinazioni di carico peggiorative per l'elemento stesso.

6.5. ANALISI DEI CARICHI

Dopo aver modellato la struttura si procede con la definizione e l'applicazione dei carichi gravanti sui vari elementi strutturali presenti nel modello. I carichi sono stati considerati come applicati staticamente.

Sulla base della variazione della loro intensità nel tempo, sono state considerate diverse categorie di azioni: azioni permanenti G , che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione con intensità costante, quali il peso proprio degli elementi strutturali (G_1) e il peso proprio degli elementi non strutturali (G_2); azioni variabili Q , che agiscono con valori istantanei che possono variare nel tempo, costituite dal carico accidentale, il carico neve, l'azione del vento e l'azione termica; azioni sismiche E , derivanti da terremoti.

6.5.1. PESO PROPRIO

Nel modello globale i carichi agenti sul solaio sono stati assegnati come carico ripartito sugli elementi *frame*, ovvero sulle travi dove va a scaricare il solaio: nell'edificio oggetto del progetto, si ha la sola presenza del solaio della passerella del primo piano, in quanto per la copertura si è adottato un rivestimento con infissi in vetro e lamiera stirata.

Solaio di Interpiano

Si riporta la stratigrafia corrispondente, specificando le caratteristiche di conducibilità termica di ciascun materiale, la massa volumica e la massa per unità di superficie (Fig.6.6).

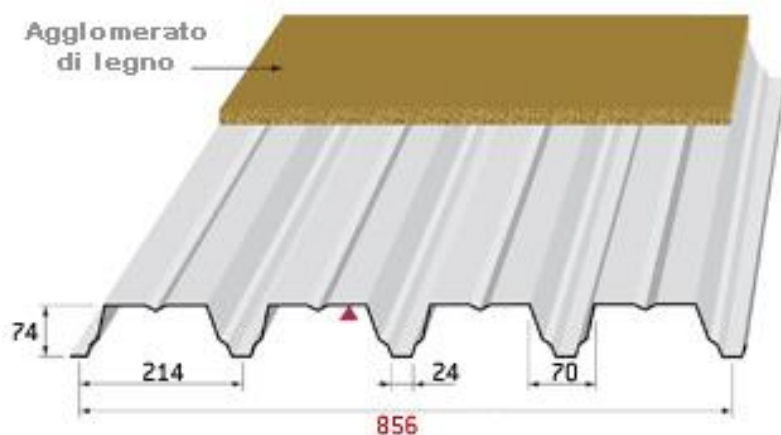


Figura 6.6 – Solaio di interpiano

Caratteristiche:

- Spessore lamiera 1mm
- Peso 10 daN/m²
- Luce 1,30 m
- Portata 500 kg/m²

- Rivestimento esterno

La struttura è stata pensata con un rivestimento esterno composto da infissi in PVC, protetti da lamiera grecata.

Caratteristiche:

- Peso infissi in PVC 50 daN/m²
- Peso rivestimento in lamiera grecata, comprensivo di supporti 15 daN/m²

6.5.2. CARICO NEVE

Per l'analisi del carico neve vengono seguite le stesse azioni previste al paragrafo 5.6.2.

6.5.3. AZIONE DEL VENTO

Per l'analisi del carico neve vengono seguite le stesse azioni previste al paragrafo 5.6.3.

6.5.4. AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda l'azione sismica, valgono le stesse considerazioni fatte per l'unità abitativa al paragrafo 5.6.4, in quanto la classe d'uso della struttura e la categoria topografica del terreno risultano le medesime.

La struttura del corpo scale rientra nella categoria delle strutture intelaiate in acciaio, composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale: in tali strutture, le zone dissipative sono collocate nelle travi, in corrispondenza del nodo trave-pilastro, dove si ha la formazione di cerniere plastiche.

Le strutture intelaiate pensate con una Classe di Duttività bassa CD"B", come definito dalle *NTC2008* al punto 7.5.2.2, hanno un valore del fattore di struttura pari a: $q = 4,0$. Con l'ausilio del documento Excel *Spettri NTC* versione 1.03, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è possibile ottenere i parametri necessari alla determinazione degli spettri di risposta elastici di riferimento e gli spettri di progetto e gli spettri stessi (Tab.6.8).

SLV		SLD	
a_g	0,118g	a_g	0,048g
F_0	2,404	F_0	2,548
T_c^*	0,279	T_c^*	0,249
S_s	1,500	S_s	1,500
C_c	1,599	C_c	1,661
S_T	1,000	S_T	1,000
q	4,000	q	1,000
S	1,500	S	1,500
η	0,400	η	1,000
T_B	0,149	T_B	0,138
T_c	0,447	T_c	0,414
T_D	2,073	T_D	1,791

Tabella 6.8 – Parametri per la determinazione degli spettri

Una volta definiti gli spettri di progetto mediante i quali è definita l'azione sismica, è necessario tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse,

applicando dei carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, che per i soli edifici è assunta pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti. Considerando le eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, si applicano due momenti torcenti, ottenuti dal prodotto tra la risultante orizzontale della forza agente al piano e l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, aventi un valore pari q:

$$M_{ix}=F_{six} (\pm e_{ix})$$

$$M_{iy}=F_{siy} (\pm e_{iy})$$

dove:

- F_{six} e F_{siy} sono le ore statiche equivalenti agenti nelle due direzioni x ed y;
- e_{ix} ed e_{iy} sono le eccentricità valutate nelle direzioni x e y;

Per il calcolo delle forza statiche equivalenti, si calcola innanzitutto il peso degli impalcati:

LIVELLO I			
ELEMENTO	L [m]	q [kN/m]	W [kN]
HE180A	39	0,31	12,25
HE120A	20	0,21	4,20
Tamponamenti	41,58	0,83	34,51
ELEMENTO	A [m ²]	q [kN/m ²]	W [kN]
Solaio	7,6	0,12	10,0
Accidentali		4,00	
	TOTALE	W _I [kN]	60,9

LIVELLO II			
ELEMENTO	L [m]	q [kN/m]	W [kN]
HE180A	42,84	0,31	13,5
HE120A	15	0,21	3,2
Tamponamenti	59,4	0,83	49,3
ELEMENTO	A [m ²]	q [kN/m ²]	W [kN]
	TOTALE	W _{II} [kN]	65,9

Si calcola quindi la forza statica equivalente da applicare a ciascuna massa, come indicato nelle *NTC2008 al punto 7.3.3.2*:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

dove:

- F_i è la forza da applicare all' i -esima massa;
- F_h è data da : $F_h = S_d(T_1) \lambda / g$
- W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote rispetto al piano di fondazione delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata della spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1 negli altri casi;
- g è l'accelerazione gravitazionale.

Le tabelle seguenti riportano i risultati ottenuti:

STATO LIMITE SLV			
DIREZIONE x		DIREZIONE y	
$T_1 =$	0,432759 s	$T_1 =$	0,281935 s
$T_C < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_C / T_1$	$T_B < T_1 < T_C$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$
$a_g =$	0,118 g	$a_g =$	0,118 g
$F_0 =$	2,404	$F_0 =$	2,404
$S =$	1,500	$S =$	1,500
$\eta =$	0,400	$\eta =$	0,400
$T_B =$	0,149 s	$T_B =$	0,149 s
$T_C =$	0,447 s	$T_C =$	0,447 s
$T_D =$	2,073 s	$T_D =$	2,073 s
$S_d(T_1) =$	0,17580416 g	$S_d(T_1) =$	0,1702032 g
$\lambda =$	1	$\lambda =$	1
$W =$	126,8 kN	$W =$	126,8 kN
$F_h =$	22,30 kN	$F_h =$	21,59 kN

STATO LIMITE SLD			
DIREZIONE x		DIREZIONE y	
$T_1 =$	0,432759 s	$T_1 =$	0,281935 s
$T_C < T_1 < T_D$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0 T_C / T_1$	$T_B < T_1 < T_C$	$S_d(T) = a_g S \eta F_0$
$a_g =$	0,048 g	$a_g =$	0,048 g
$F_0 =$	2,548	$F_0 =$	2,548
$S =$	1,500	$S =$	1,500
$\eta =$	1,000	$\eta =$	1,000
$T_B =$	0,138 s	$T_B =$	0,138 s
$T_C =$	0,414 s	$T_C =$	0,414 s
$T_D =$	1,791 s	$T_D =$	1,791 s
$S_d(T_1) =$	0,17550365	$S_d(T_1) =$	0,183456
$\lambda =$	1	$\lambda =$	1
$W =$	126,8 kN	$W =$	126,8 kN
$F_h =$	22,26 kN	$F_h =$	23,27 kN

Note quindi le forze statiche equivalenti è possibile calcolare l'entità dei momenti torcenti da applicare ad ogni impalcato, sulla base dell'eccentricità accidentale fissata pari al 5% delle dimensioni in pianta, ovvero:

$$\begin{aligned} L_x &= 6,3 & \text{m} \\ e_x &= 0,315 & \text{m} \\ L_y &= 5 & \text{m} \\ e_y &= 0,25 & \text{m} \end{aligned}$$

I momenti torcenti ottenuti devono poi essere combinati con gli effetti dell'azione sismica, definita nel modello di calcolo mediante gli spettri di risposta.

Gli effetti sulla struttura dovuti all'azione sismica, sono stati combinati successivamente, sommando e sottraendo agli effetti dell'azione in una direzione il 30 % degli effetti dell'azione nell'altra direzione, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi, ottenendo 32 combinazioni per l'azione sismica, definite come segue:

$$\begin{aligned} &\pm E_x^{\pm} \pm 0,3 E_y^{\pm} \\ &\pm E_x^{\pm} \pm 0,3 E_y^{\pm}. \end{aligned}$$

6.5.5. COMBINAZIONI DEL LE AZIONI

Le verifiche previste dalle *NTC2008* sugli elementi strutturali dell'edificio, prendono in considerazione diverse combinazioni delle azioni, a seconda dello stato limite considerato. Come riportato nella norma al *punto 2.5.3* per valutare gli effetti delle azioni sulla struttura si definiscono le seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli Stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, impiegata per gli Stati limite di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli Stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli Stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

La tabella che segue riporta i valori dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione (Tab.6.9).

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 6.9 – Valori dei coefficienti parziali

6.6. VERIFICHE

Gli elementi monodimensionali si distinguono in elementi orizzontali, rappresentati dalle travi principali e secondarie, che sostengono il solaio di interpiano e la copertura, e elementi verticali, quali pilastri.

Di seguito è riportata la pianta del piano terra dell'edificio oggetto del progetto:

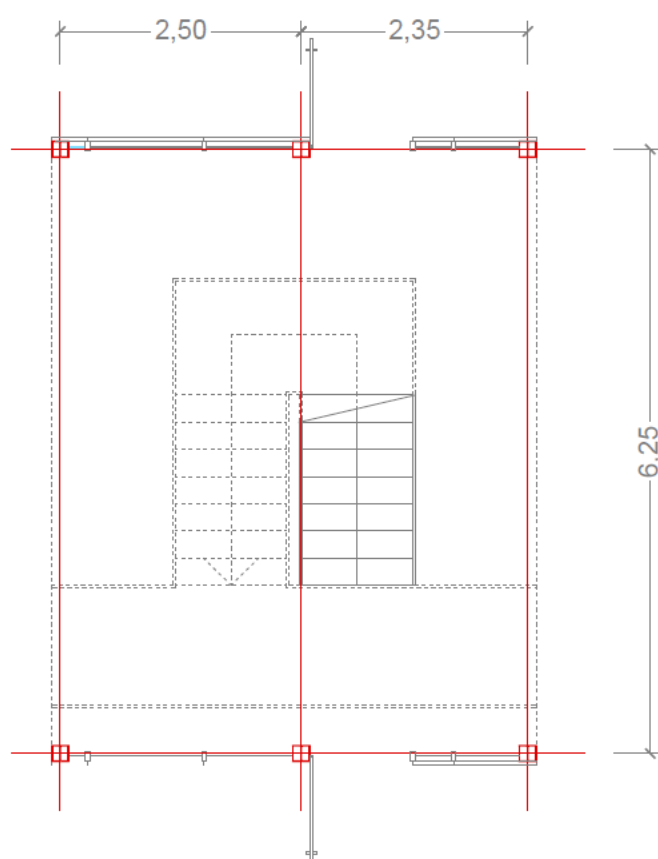
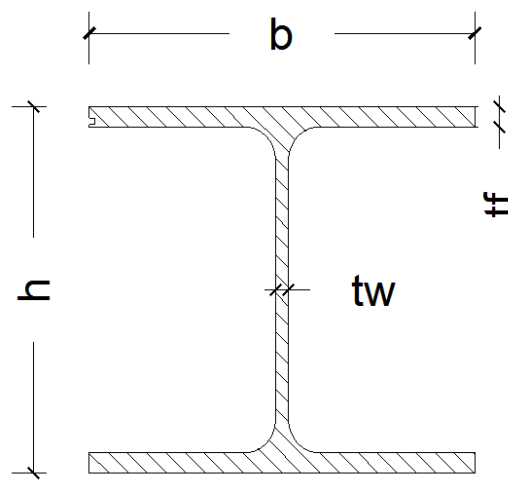


Figura 6.7– Pianta dell'edificio

6.6.1. PILASTRI

I pilastri sono elementi continui che si sviluppano dal livello del piano terra fino all'altezza di gronda della struttura, per un totale di 5,4 m. Lo schema statico di questi elementi prevede una cerniera alla base, identificato nel collegamento con la fondazione, ed un incastro in sommità con la trave di copertura, realizzato mediante saldatura a piena penetrazione, di prima classe, da realizzarsi in officina.



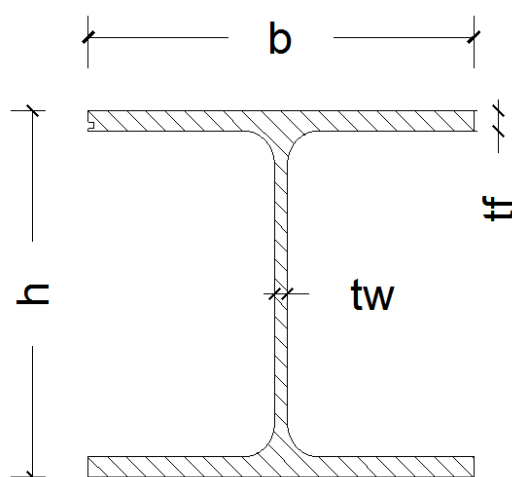
$g =$	36,00	daN/m	$I_y =$	25.100.000	mm ⁴
$b =$	180	mm	$i_y =$	74,50	mm
$h =$	171	mm	$W_y =$	293.600,00	mm ³
$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} =$	324.900,00	mm ³
$t_f =$	9,5	mm	$I_z =$	9.246.000	mm ⁴
$r =$	15	mm	$i_z =$	45,20	mm
$A =$	4.525	mm ²	$W_z =$	102.700,00	mm ³
			$W_{pl,z} =$	156.500,00	mm ³
			$J_T =$	148.000	mm ⁴
			$J_w =$	60.210.000.000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE SEZIONE	Compressione			Flessione		
	c =	129	mm	c =	129	mm
	t _w =	6	mm	t _w =	6	mm
	ε =	1,00		ε =	1,00	
	c/t =	21,50		c/t =	21,50	
	33ε =	33,00		72ε =	72,00	
	CLASSE 1			CLASSE 1		

Le verifiche di resistenza e stabilità sono state effettuate seguendo i criteri precedentemente descritti, in tre punti della colonna, e precisamente al piede, nel nodo con la trave posto a 3,3 m di altezza, ed in testa alla colonna, andando a vedere le sollecitazioni massime prodotte, in termini di compressione, trazione, flessione e taglio.

6.6.2. TRAVI DI COPERTURA

Le travi di copertura sono elementi continui che si sviluppano in copertura, per un totale di 3,45 m. Lo schema statico di questi elementi prevede un incastro nel nodo di collegamento con la testa del pilastro, realizzato con una saldatura a piena penetrazione di classe 1, da realizzarsi in officina, e una cerniera posta in sommità, dove è collegata mediante una piastra bullonata al montante centrale della struttura.



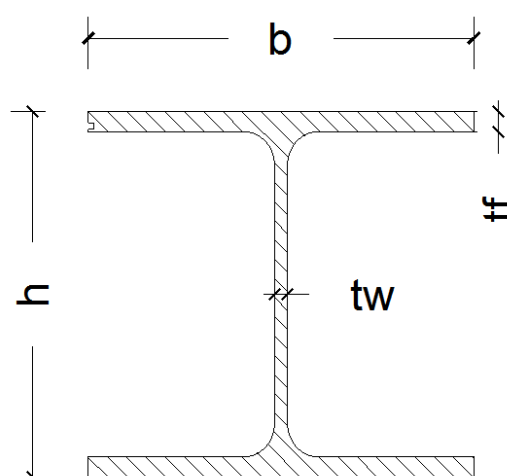
$g =$	36,00	daN/m	$I_y =$	25.100.000	mm ⁴
$b =$	180	mm	$i_y =$	74,50	mm
$h =$	171	mm	$W_y =$	293.600,00	mm ³
$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} =$	324.900,00	mm ³
$t_f =$	9,5	mm	$I_z =$	9.246.000	mm ⁴
$r =$	15	mm	$i_z =$	45,20	mm
$A =$	4.525	mm ²	$W_z =$	102.700,00	mm ³
			$W_{pl,z} =$	156.500,00	mm ³
			$J_T =$	148.000	mm ⁴
			$J_w =$	60.210.000.000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE SEZIONE	Compressione			Flessione		
	c =	129	mm	c =	129	mm
	t _w =	6	mm	t _w =	6	mm
	ε =	1,00		ε =	1,00	
	c/t =	21,50		c/t =	21,50	
	33ε =	33,00		72ε =	72,00	
	CLASSE 1			CLASSE 1		

Le verifiche di resistenza e stabilità sono state effettuate seguendo i criteri precedentemente descritti, andando a vedere le sollecitazioni massime prodotte, in termini di compressione, trazione, flessione e taglio.

6.6.3.MONTANTI CENTRALI

I montanti centrali sono elementi continui che si sviluppano dal livello del piano terra fino all'altezza di colmo della struttura, per un totale di 6,9 m. Lo schema statico di questi elementi prevede una cerniera alla base, identificato nel collegamento con la fondazione, ed un incastro in sommità con le travi di copertura. Tali elementi sono stati introdotti per garantire maggiore resistenza alla struttura, e per sostenere le travi di collegamento, che sostengono la passerella posta al primo impalcato.



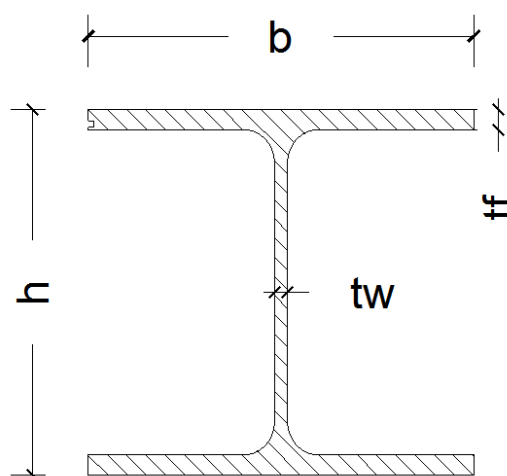
$g =$	36,00	daN/m	$I_y =$	25.100.000	mm ⁴
$b =$	180	mm	$i_y =$	74,50	mm
$h =$	171	mm	$W_y =$	293.600,00	mm ³
$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} =$	324.900,00	mm ³
$t_f =$	9,5	mm	$I_z =$	9.246.000	mm ⁴
$r =$	15	mm	$i_z =$	45,20	mm
$A =$	4.525	mm ²	$W_z =$	102.700,00	mm ³
			$W_{pl,z} =$	156.500,00	mm ³
			$J_T =$	148.000	mm ⁴
			$J_w =$	60.210.000.000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE SEZIONE	Compressione			Flessione		
	c =	129	mm	c =	129	mm
	$t_w =$	6	mm	$t_w =$	6	mm
	$\varepsilon =$	1,00		$\varepsilon =$	1,00	
	c/t =	21,50		c/t =	21,50	
	33 $\varepsilon =$	33,00		72 $\varepsilon =$	72,00	
	CLASSE 1			CLASSE 1		

Le verifiche di resistenza e stabilità sono state effettuate seguendo i criteri precedentemente descritti, andando a vedere le sollecitazioni massime prodotte, in termini di compressione, trazione, flessione e taglio.

6.6.4. TRAVERSI LATERALI

I traversi laterali sono elementi continui che si sviluppano al livello del primo impalcato, per una lunghezza totale di 3,15 m. Questi elementi sono collegati ad un'estremità al pilastro e all'altra al montante centrale, ed hanno il compito di trasferire in fondazione i carichi della passerella posta al primo impalcato. Lo schema statico adottato è quello della trave incernierata agli estremi, con collegamenti realizzati tramite piastre bullonate.



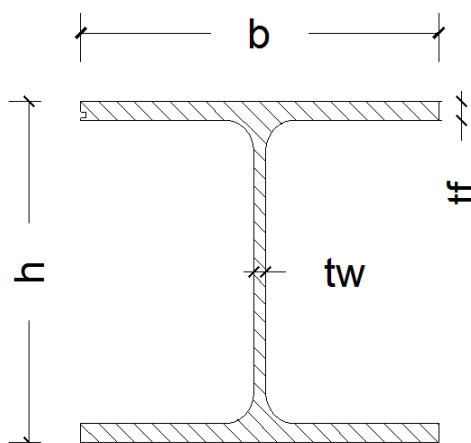
$g =$	36,00	daN/m	$I_y =$	25.100.000	mm ⁴
$b =$	180	mm	$i_y =$	74,50	mm
$h =$	171	mm	$W_y =$	293.600,00	mm ³
$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} =$	324.900,00	mm ³
$t_f =$	9,5	mm	$I_z =$	9.246.000	mm ⁴
$r =$	15	mm	$i_z =$	45,20	mm
$A =$	4.525	mm ²	$W_z =$	102.700,00	mm ³
			$W_{pl,z} =$	156.500,00	mm ³
			$J_T =$	148.000	mm ⁴
			$J_w =$	60.210.000.000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE SEZIONE	Compressione			Flessione		
	c =	129	mm	c =	129	mm
	t _w =	6	mm	t _w =	6	mm
	ε =	1,00		ε =	1,00	
	c/t =	21,50		c/t =	21,50	
	33ε =	33,00		72ε =	72,00	
	CLASSE 1			CLASSE 1		

Le verifiche di resistenza e stabilità sono state effettuate seguendo i criteri precedentemente descritti, andando a vedere le sollecitazioni massime prodotte, in termini di compressione, trazione, flessione e taglio.

6.6.5. TRAVI DI SUPPORTO PASSERELLA

Le travi di supporto della passerella posta al primo impalcato sono elementi continui che si sviluppano per tutta la lunghezza della struttura, pari a 5,0 m. Tali elementi risultano sollecitati dal carico di esercizio della passerella, assunto pari a $4,00 \text{ daN/m}^2$, appartenente alla Categoria C, cioè ambienti suscettibili di affollamento, e nello specifico alla Categoria C2, relativa alle scale comuni. Oltre al carico della passerella, questi elementi sostengono anche la scala, la quale vi si aggancia tramite due collegamenti bullonati. Lo schema statico di questi elementi prevede una doppia cerniera agli estremi; a metà delle travi è stato introdotto un elemento rompi tratta di irrigidimento, per migliorare la stabilità fuori piano.



$g =$	19,90	daN/m	$I_y =$	6.062.000	mm ⁴
$b =$	120	mm	$i_y =$	48,90	mm
$h =$	114	mm	$W_y =$	106.300,00	mm ³
$t_w =$	5	mm	$W_{pl,y} =$	119.500,00	mm ³
$t_f =$	8	mm	$I_z =$	2.309.000	mm ⁴
$r =$	12	mm	$i_z =$	30,20	mm
$A =$	2.534	mm ²	$W_z =$	38.480,00	mm ³
			$W_{pl,z} =$	58.850,00	mm ³
			$J_T =$	59.900	mm ⁴
			$J_w =$	6.470.000.000	mm ⁶

CLASSIFICAZIONE SEZIONE	Compressione			Flessione		
	c =	80	mm	c =	80	mm
	t =	5	mm	t =	5	mm
	$\varepsilon =$	1,00		$\varepsilon =$	1,00	
	c/t =	16,00		c/t =	16,00	
	33 $\varepsilon =$	33,00		72 $\varepsilon =$	72,00	
	CLASSE 1			CLASSE 1		

Le verifiche di resistenza e stabilità sono state effettuate seguendo i criteri precedentemente descritti, andando a vedere le sollecitazioni massime prodotte, in termini di compressione, trazione, flessione e taglio.

6.7.COLLEGAMENTI

6.7.1.UNIONI BULLONATE

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in tabella(Tab.6.10).

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Tabella 6.10 – Valori dei fattori parziali γ_M

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella tabella (Tab.6.11), che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella figura seguente(Fig.6.8):

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.3}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 p_1$. t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.				

Tabella 6.11 – Distanze ed interassi minimi bullonature

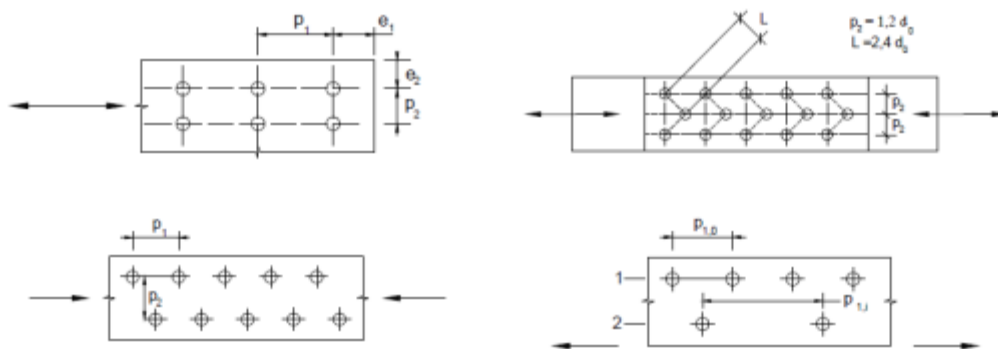


Figura 6.8 – Disposizione dei fori per unioni bullonate

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm.

Unioni con bulloni soggetti a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

dove:

- A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite.

Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2} \quad \text{bulloni - tutte le classi di resistenza,}$$

dove:

- A indica l'area nominale del gambo della vite
- f_{tb} indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone,
- t è lo spessore della piastra collegata,
- f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,
- $\alpha = \min \{e_1/(3 d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,
 $\alpha = \min \{p_1/(3 d_0) - 0,25 ; f_{tb}/f_t ; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,
- $k = \min \{2,8 e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,
- $k = \min \{1,4 p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato.

I valori di e_1 , e_2 , p_1 e p_2 sono misurati come indicato in figura 6.8, mentre d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; la resistenza a punzonamento del piatto collegato $B_{p,Rd}$ è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 p d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

- d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;
- t_p è lo spessore del piatto;
- f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da:

$$\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$$

mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come:

$$\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4F_{t,Rd} \leq 1$$

con la limitazione:

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} \leq 1$$

dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

6.7.2.UNIONI SALDATE

Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (Fig.6.9).

La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.



Figura 6.9 – Aree saldature a cordone d'angolo

Resistenza delle saldature a cordone d'angolo.

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Si indicano con σ_{\perp} la tensione normale e con τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con $\sigma_{//}$ la tensione normale e con $\tau_{//}$ la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale $\sigma_{//}$ non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

dove:

- f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,
- $\beta = 0,80$ per acciaio S235, $0,85$ per acciaio S275, $0,90$ per acciaio S355, $1,00$ per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato:

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1$$

dove:

- $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza
- $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza
- $F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con n_{\perp} e con t_{\perp} la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)^{0,5} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

dove:

- f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica;
- β_1 e β_2 sono coefficienti dati in funzione del grado di acciaio.

6.7.3. VERIFICHE

La scelta progettuale è stata quella di suddividere la struttura in più parti, realizzando i collegamenti relativi ad ogni singola parte direttamente in officina, ottenendo così operazioni più rapide in cantiere, dal momento che le varie parti arriveranno in cantiere pronte per l'assemblaggio finale della struttura (Fig. 6.10).

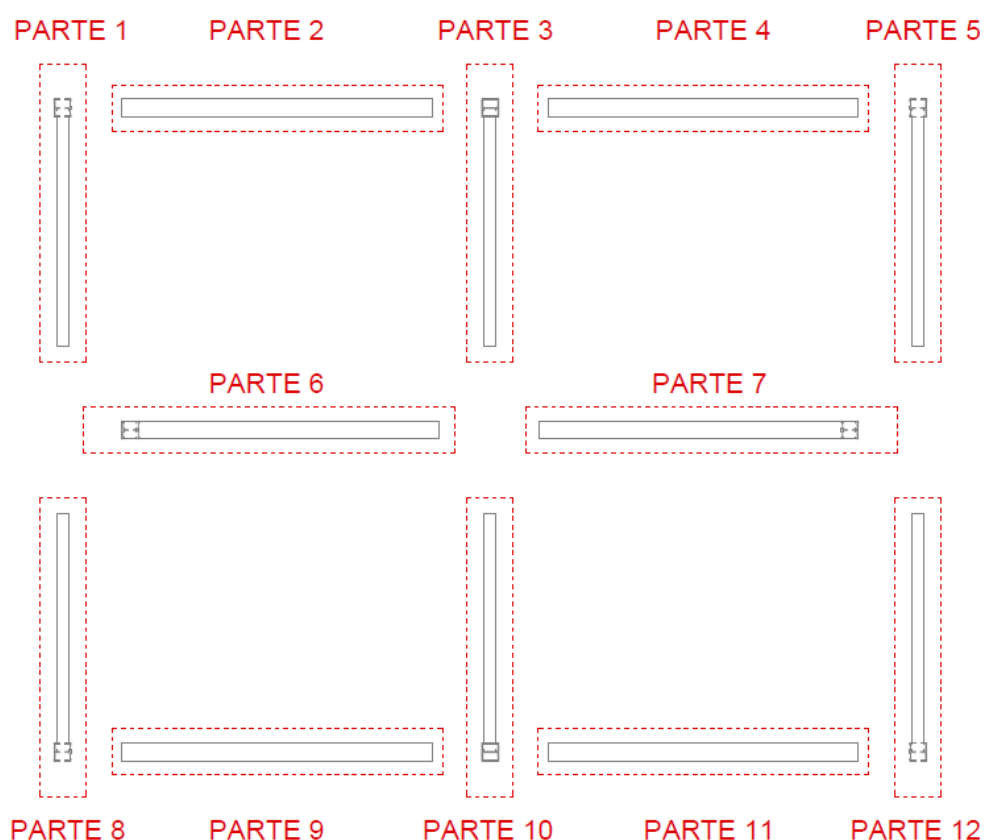


Figura 6.10 – Assemblaggio struttura in acciaio

Nei paragrafi successivi saranno analizzati singolarmente le varie tipologie di collegamento adottate per la struttura progettata, in particolare saranno verificati i seguenti collegamenti:

- *TRAVE DI COPERTURA – PILASTRO*
- *TRAVE SECONDARIA – PILASTRO*
- *TRAVERSO LATERALE – PILASTRO*
- *TRAVERSO LATERALE – TRAVE PASSERELLA*
- *MONTANTE CENTRALE – TRAVE DI COPERTURA – TRAVE DI COLMO*
- *GIUNTO DI BASE*

Dopo aver descritto la tipologia di ciascun giunto saranno effettuate le relative verifiche.

6.7.3.1. TRAVE DI COPERTURA - PILASTRO

Questo collegamento è stato pensato nella modellazione della struttura come un incastro, ed essendo realizzato in officina, verrà realizzato con una saldatura a completa penetrazione di Classe 1 (Fig.6.11)

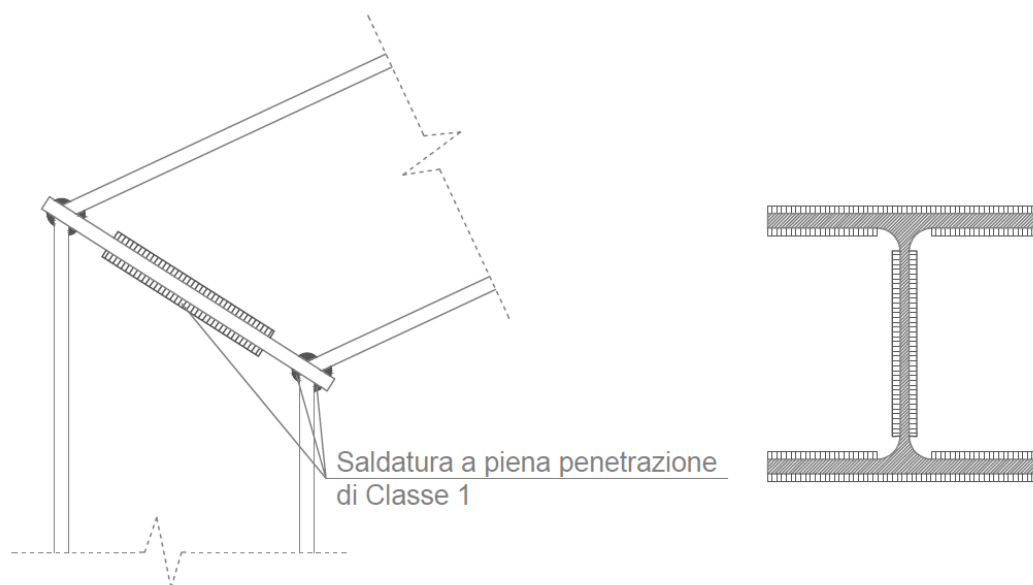


Figura 6.11 – Collegamento colonna-trave di copertura

Come previsto dalle NTC, tali collegamenti sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati, pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi, pertanto non necessita di verifica, previa la preparazione dei lembi da unire, smussandone uno od entrambi in modo opportuno.

6.7.3.2. TRAVE SECONDARIA - PILASTRO

Il collegamento è stato realizzato mediante due piastre ad “L”, saldate tramite saldatura a cordone d’angolo all’anima della colonna, alle quali viene collegata la trave secondaria tramite apposita bullonatura (Fig.6.12).

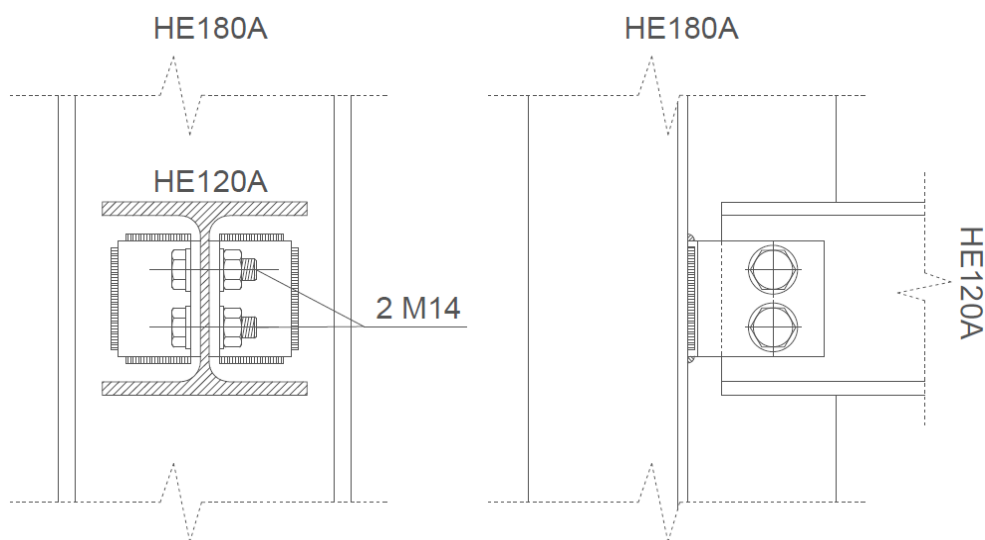


Figura 6.12 – Collegamento colonna-trave secondaria

Verifica Bullonatura

Sono stati utilizzati due bulloni M14, classe 6.8, caratterizzati da:

$f_{tb}=600 \text{ N/mm}^2$	Tensione a rottura
$f_{yb}=0,6 f_{tb}=480 \text{ N/mm}^2$	Tensione di snervamento

Le caratteristiche geometriche della piastra e dei bulloni, sono le seguenti:

$\Phi =$	14	mm	$p_1 =$	0	mm
$\Phi_0 =$	15	mm	$p_2 =$	34	mm
$\Phi_m =$	22	mm	$e_1 =$	30	mm
$A_{res} =$	115	mm ²	$e_2 =$	20	mm
n	2		$a_i =$	50	mm

La prima verifica che è stata condotta è quella sulle limitazioni geometriche imposte dalle NTC al punto 4.2.8.1.1, come visto precedentemente nella tabella 6.11, ottenendo i seguenti risultati:

$1,2d_0 < e_1 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_1 < 64$	VERIFICATO
$1,2d_0 < e_2 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_2 < 64$	VERIFICATO
$2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200\text{mm})$	33	$< p_1 < 84$	VERIFICATO
$2,4d_0 < p_2 < \min(14t; 200\text{mm})$	36	$< p_2 < 84$	VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio dei bulloni, si calcola il taglio agente sul singolo bullone, dato dal rapporto tra lo sforzo assiale agente N e il numero di superfici a taglio n_s :

$$F_{V,Ed} = N/n_s = 5,80/2 = 2,90 \text{ KN}$$

Oltre a tale valore dello sforzo di taglio, è stato calcolato lo sforzo agente sul singolo bullone, in seguito all'eccentricità rispetto all'asse della trave, ottenendo però un valore irrisorio, che verrà quindi trascurato.

Il taglio $F_{V,Rd}$ resistente è assunto pari a:

$$F_{V,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 33,12 \text{ KN} > 2,90 \quad \text{VERIFICA}$$

La resistenza a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 32,64 \text{ KN} > 2,90 \quad \text{VERIFICA}$$

dove:

$$\alpha = \min(e_1 / (3d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1,0) = 0,67$$

$$k = \min(2,8 * e_2 / d_0 - 1,7; 2; 5) = 2,03$$

Passando alle verifiche da effettuare sulla piastra di collegamento, ne è stata verificata la resistenza a rottura per taglio della lamiera, andando a calcolare la tensione

tangenziale τ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\tau = N/2 t e_1 = 0,03 \text{ KN}$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 2,91 > 0,03 \quad \text{VERIFICA}$$

La successiva verifica di resistenza a rottura per trazione della piastra, consiste nel calcolare la tensione normale σ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\sigma = N/A_n = 3,42 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 344,00 > 3,42 \quad \text{VERIFICA}$$

Verifica Saldatura

I due angolari sono saldati all'anima della trave mediante saldatura a cordone d'angolo avente le seguenti caratteristiche:

ALTEZZA DI GOLA (a)	4	mm
LATO SALDATURA(b)	5,66	mm
L_1	60,00	mm
L_2	40,00	mm
$l_{1,eff}$	52,00	mm
$l_{2,eff}$	32,00	mm

Le limitazioni fornite dalla normativa, impongono che:

$a > 3\text{mm}$	VERIFICATO
$t_i/2 < b < t_i$	VERIFICATO
$l_{1,\text{eff}} > \max(30\text{mm}; 6a)$	VERIFICATO
$l_{2,\text{eff}} > \max(30\text{mm}; 6a)$	VERIFICATO

con t_i pari allo spessore della piastra.

La saldatura risulterà soggetta alle sole τ parallele, in quanto l'unico sforzo che agisce sul nodo è il taglio; il valore delle τ agenti è quindi pari a:

$$\tau_{\parallel} = \frac{F}{2 L_2 a} = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

La verifica sarà data da:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 4,46 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{yd} = 183,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

La componente n_{\perp} data dal momento indotto dall'eccentricità dello sforzo di taglio rispetto all'asse della saldatura è stato trascurato, in quanto il suo valore risulta irrisorio.

6.7.3.3. TRAVERSO LATERALE - PILASTRO

Il collegamento è stato realizzato mediante due piastre ad "L", saldate tramite saldatura a cordone d'angolo all'ala della colonna, alle quali viene collegata la trave secondaria tramite apposita bullonatura (Fig.6.13).

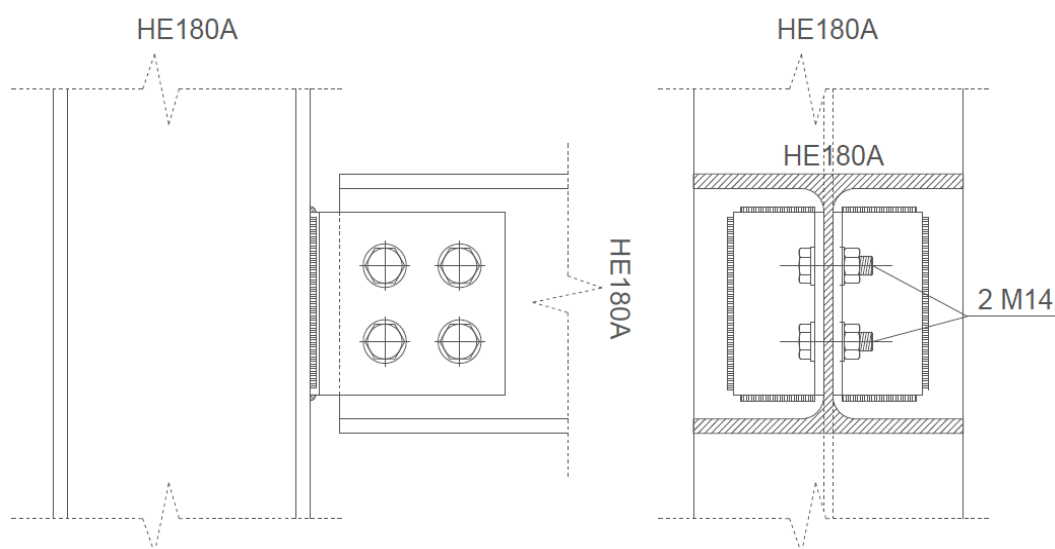


Figura 6.13 – Collegamento colonna-traverso laterale

Verifica Bullonatura

Sono stati utilizzati due bulloni M14, classe 6.8, caratterizzati da:

$f_{tb}=600 \text{ N/mm}^2$	Tensione a rottura
$f_{yb}=0,6 f_{tb}=480 \text{ N/mm}^2$	Tensione di snervamento

Le caratteristiche geometriche della piastra e dei bulloni, sono le seguenti:

$\Phi =$	14	mm	$p_1 =$	50	mm
$\Phi_0 =$	15	mm	$p_2 =$	50	mm
$\Phi_m =$	22	mm	$e_1 =$	30	mm
$A_{res} =$	115	mm ²	$e_2 =$	35	mm
n	4		$a_i =$	48	mm

La prima verifica che è stata condotta è quella sulle limitazioni geometriche imposte dalle NTC al punto 4.2.8.1.1, come visto precedentemente nella tabella 6.11, ottenendo i seguenti risultati:

$1,2d_0 < e_1 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_1 < 72$	VERIFICATO
$1,2d_0 < e_2 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_2 < 72$	VERIFICATO
$2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200\text{mm})$	33	$< p_1 < 112$	VERIFICATO
$2,4d_0 < p_2 < \min(14t; 200\text{mm})$	36	$< p_2 < 112$	VERIFICATO

Per quanto riguarda la verifica a taglio dei bulloni, si calcola il taglio agente sul singolo bullone, ottenuto dalla somma vettoriale tra lo sforzo di taglio agente sul singolo bullone, dato da V e N, e lo sforzo di taglio derivante dal momento agente M, secondo quanto segue:

$$V_{Ed,V} = V_{Ed} / n$$

$$V_{Ed,N} = N_{Ed} / n$$

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{Ed} a_i}{n \sum a_i^2}$$

Ogni singolo bullone risulta quindi sollecitato da uno sforzo di taglio pari a:

$$V_{Ed} = 8,92 \text{ KN}$$

Il taglio $F_{V,Rd}$ resistente è assunto pari a:

$$F_{V,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 33,12 \text{ KN} > 8,92 \quad \text{VERIFICA}$$

La resistenza a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 40,13 \text{ KN} > 8,92 \quad \text{VERIFICA}$$

dove:

$$\alpha = \min(e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1,0) = 0,67$$

$$k = \min(2,8 * e_2/d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50$$

Passando alle verifiche da effettuare sulla piastra di collegamento, ne è stata verificata la resistenza a rottura per taglio della lamiera, andando a calcolare la tensione tangenziale τ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\tau = N/2 t e_1 = 0,06 \text{ KN}$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 2,91 > 0,06 \quad \text{VERIFICA}$$

La successiva verifica di resistenza a rottura per trazione della piastra, consiste nel calcolare la tensione normale σ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\sigma = N/A_n = 10,70 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 344,00 > 0,02 \quad \text{VERIFICA}$$

Verifica Saldatura

I due angolari sono saldati all'anima della trave mediante saldatura a cordone d'angolo avente le seguenti caratteristiche:

ALTEZZA DI GOLA (a)	4	mm
LATO SALDATURA(b)	5,66	mm
L ₁	110,00	mm
L ₂	50,00	mm
l _{1,eff}	102,00	mm
l _{2,eff}	42,00	mm

Le limitazioni fornite dalla normativa, impongono che:

a > 3mm	VERIFICATO
t _i /2 < b < t _i	VERIFICATO
l _{1,eff} > max(30mm;6a)	VERIFICATO
l _{2,eff} > max(30mm;6a)	VERIFICATO

con t_i = 8mm, pari allo spessore della piastra.

La saldatura risulterà soggetta a τ parallele, indotte dallo sforzo di taglio, ed a n perpendicolari, date dal momento agente nel nodo, pari a:

$$\tau_{II} = \frac{F}{2 L_2 a} = 7,13 \text{ N/mm}^2$$

$$n_{\perp} = \frac{M}{(L_1 a_1 + L_2 a_2)} = 0,68 \text{ N/mm}^2$$

La verifica sarà data da:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2} = 7,17 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{yd} = 183,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

6.7.3.4. TRAVE SECONDARIA – TRAVERSO PASSERELLA

Il collegamento è stato realizzato mediante due piastre ad “L”, saldate tramite saldatura a cordone d’angolo all’anima della trave secondaria, alle quali viene collegata il traverso della passerella tramite apposita bullonatura (Fig.6.15).

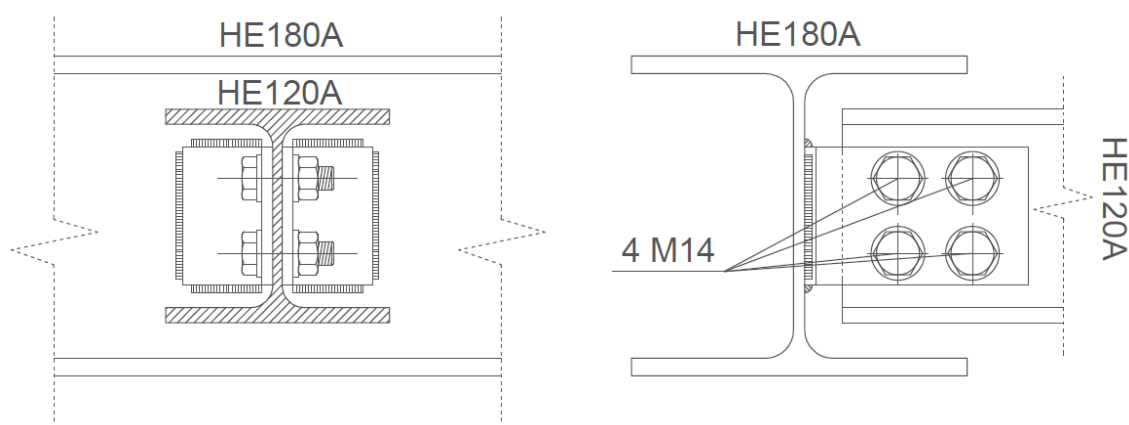


Figura 6.14 – Collegamento trave secondaria-traverso passerella

Verifica Bullonatura

Sono stati utilizzati due bulloni M14, classe 6.8, caratterizzati da:

$f_{tb}=600 \text{ N/mm}^2$	Tensione a rottura
$f_{yb}=0,6 f_{tb}=480 \text{ N/mm}^2$	Tensione di snervamento

Le caratteristiche geometriche della piastra e dei bulloni, sono le seguenti:

$\Phi =$	14	mm	$p_1 =$	40	mm
$\Phi_0 =$	15	mm	$p_2 =$	40	mm
$\Phi_m =$	22	mm	$e_1 =$	30	mm
$A_{res} =$	115	mm ²	$e_2 =$	18	mm
n	4		$a_i =$	50	mm

La prima verifica che è stata condotta è quella sulle limitazioni geometriche imposte dalle NTC al punto 4.2.8.1.1, come visto precedentemente nella tabella 6.11, ottenendo i seguenti risultati:

$1,2d_0 < e_1 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_1 < 72$	VERIFICATO
$1,2d_0 < e_2 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_2 < 72$	VERIFICATO
$2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200\text{mm})$	33	$< p_1 < 112$	VERIFICATO
$2,4d_0 < p_2 < \min(14t; 200\text{mm})$	36	$< p_2 < 112$	VERIFICATO

Lo sforzo di taglio agente è dato da:

$$V_{Ed,b} = \sqrt{V_{Ed,V}^2 + V_{Ed,N}^2} = 18,72 \text{ KN}$$

Si calcola il taglio agente sul singolo bullone, dato dal rapporto tra lo sforzo di taglio agente $V_{Ed,b}$ e il numero di superfici a taglio n_s :

$$F_{V,Ed} = N/n_s = 18,72 / 2 = 9,36 \text{ KN}$$

Oltre a tale valore dello sforzo di taglio, è stato calcolato lo sforzo agente sul singolo bullone, in seguito all'eccentricità rispetto all'asse della trave, ottenendo però un valore irrisorio, che verrà quindi trascurato.

Il taglio $F_{V,Rd}$ resistente è assunto pari a:

$$F_{V,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 33,12 \text{ KN} > 9,36 \quad \text{VERIFICA}$$

La resistenza a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 26,65 \text{ KN} > 9,36 \quad \text{VERIFICA}$$

dove:

$$\alpha = \min(e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1,0) = 0,67$$

$$k = \min(2,8 * e_2/d_0 - 1,7; 2,5) = 1,66$$

Passando alle verifiche da effettuare sulla piastra di collegamento, ne è stata verificata la resistenza a rottura per taglio della lamiera, andando a calcolare la tensione

tangenziale τ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\tau = N/2 t e_1 = 0,03 \text{ KN}$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 2,91 > 0,03 \quad \text{VERIFICA}$$

La successiva verifica di resistenza a rottura per trazione della piastra, consiste nel calcolare la tensione normale σ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\sigma = N/A_n = 5,14 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 344,00 > 5,14 \quad \text{VERIFICA}$$

Verifica Saldatura

I due angolari sono saldati all'anima della trave mediante saldatura a cordone d'angolo avente le seguenti caratteristiche:

ALTEZZA DI GOLA (a)	4	mm
LATO SALDATURA(b)	5,66	mm
L ₁	60,00	mm
L ₂	40,00	mm
l _{1,eff}	52,00	mm
l _{2,eff}	32,00	mm

Le limitazioni fornite dalla normativa, impongono che:

a > 3mm	VERIFICATO
t _i /2 < b < t _i	VERIFICATO
l _{1,eff} > max(30mm;6a)	VERIFICATO
l _{2,eff} > max(30mm;6a)	VERIFICATO

con t_i pari allo spessore della piastra.

La saldatura risulterà soggetta alle sole τ parallele, in quanto l'unico sforzo che agisce sul nodo è il taglio; il valore delle τ agenti è quindi pari a:

$$\tau_{II} = \frac{F}{2 L_2 a} = 15,88 \text{ N/mm}^2$$

La verifica sarà data da:

$$15,88 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{yd} = 183,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

La componente n_{\perp} data dal momento indotto dall'eccentricità dello sforzo di taglio rispetto all'asse della saldatura è stato trascurato, in quanto il suo valore risulta irrisorio.

6.7.3.5. TRAVE COPERTURA – MONTANTE CENTRALE

Il collegamento è stato realizzato mediante una piastra flangiata, saldata tramite saldatura a piena penetrazione alla trave di copertura, il tutto collegato al montante centrale tramite bullonatura (Fig.6.16).

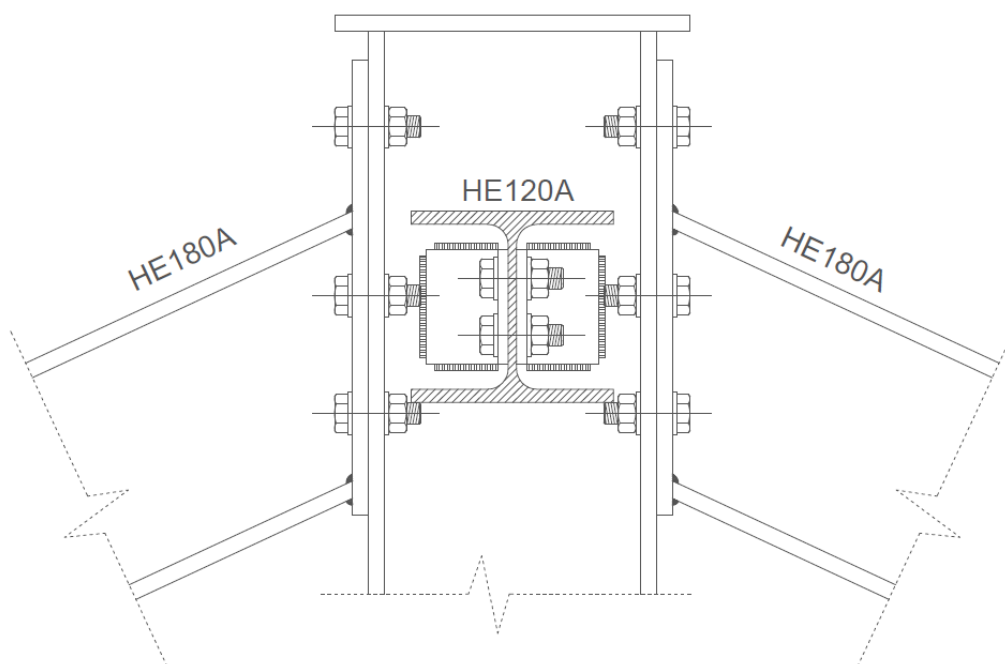


Figura 6.16 – Collegamento trave di copertura-montante centrale

La verifica di tale giunto è stata fatta seguendo le prescrizioni riportate dall'Eurocodice 3, all'Appendice J.

Per un primo dimensionamento dei bulloni, la normativa prevede di assumere un diametro dei bulloni pari a 1.5 volte lo spessore dell'ala della colonna, che nel nostro caso è pari a 9,5 mm, ottenendo così un diametro $\phi=14$ mm, mentre per la flangia si assume uno spessore di 10 mm, pari circa allo spessore dell'ala della colonna.

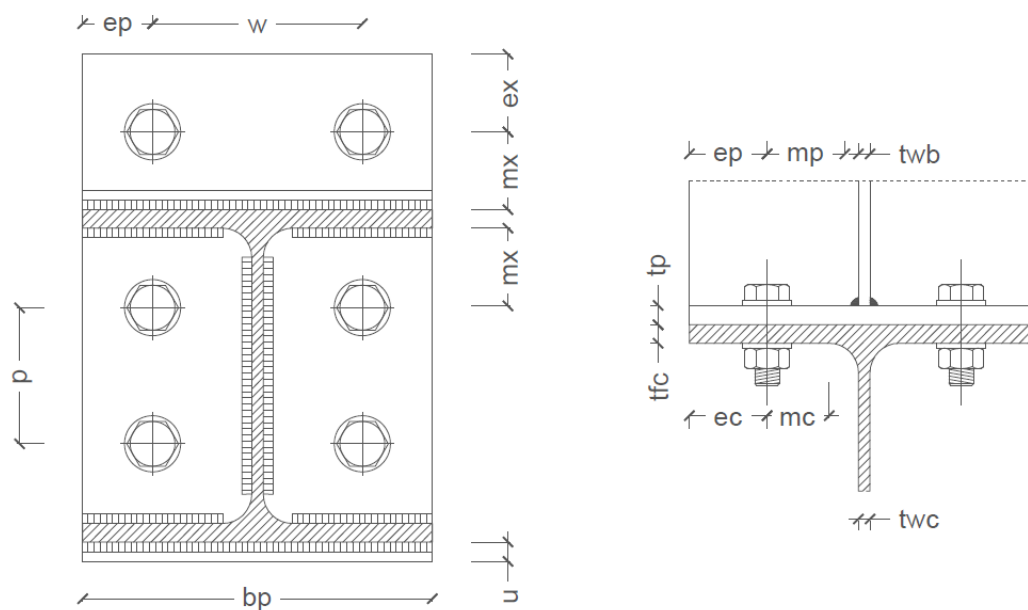


Figura 6.17 – Particolare del collegamento

$t_p =$	10	mm	$m_x =$	40	mm	$p =$	90	mm
$b_p =$	180	mm	$m_{xs} =$	35	mm	$r_c =$	15	mm
$h_p =$	260	mm	$m_p =$	42	mm	$t_{wc} =$	6	mm
$e_p =$	40	mm	$m_c =$	33	mm	$t_{fc} =$	9,5	mm
$e_x =$	40	mm	$w =$	100	mm	$t_{wt} =$	6	mm
$e_c =$	40	mm	$u =$	10	mm	$t_{ft} =$	9,5	mm

Dal modello di calcolo, sono state estrapolate le sollecitazioni a cui il collegamento è sottoposto:

$$N_{ed} = 12,49 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 16,04 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 7,92 \text{ KNm}$$

Per valutare la lunghezza efficace l_{eff} da considerare di ciascuna riga di bulloni, si deve prendere il valore minimo tra:

$$l_{eff,b1} = 0,5p + 2m_c + 0,625e = 136 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b2} = 4m_c + 1,25e = 182 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b3} = 2\pi m_c = 207 \text{ mm}$$

La resistenza di progetto a trazione $F_{t,Rd}$ di un elemento a T viene assunta pari al più piccolo dei valori delle tre seguenti modalità di collasso:

Modalità di collasso 1: meccanismo plastico completo dell'ala

$$F_{t1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = 183,78 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 I_{eff} t_{fc}^2 f_y / \gamma_{M0} = 1,61 \text{ KNm}$$

$$m = m_c = 33 \text{ mm}$$

Modalità di collasso 2: rottura dei bulloni con snervamento dell'ala

$$F_{t2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n} = 189,22 \text{ KN}$$

$$n = \min \{1,25 m_c; e_p; e_c\} = 40 \text{ mm}$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{tb} A_s}{\gamma_{Mb}} = 66,24 \text{ KN}$$

Modalità di collasso 3: rottura dei bulloni

$$F_{t3,Rd} = \sum B_{t,Rd} = 264,96 \text{ KN}$$

La resistenza dell'ala della colonna a flessione è governata dalla modalità di collasso 1, con $F_{t,fc,Rd}=183,78 \text{ KN}$.

Si deve calcolare anche separatamente la resistenza della riga superiore di bulloni, essendo la sua resistenza superiore alla metà della resistenza di gruppo, e poiché governa la modalità di collasso 1, si avrà che:

$$F_{t1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = 190,30 \text{ KN}$$

$$l_{eff} = 207,24 \text{ mm}$$

Tale sforzo si ripartirà tra la fila esterna e quella interna, secondo i seguenti valori:

$$F_{t1,fc,Rd}^{est} = 186,39 \text{ KN}$$

$$F_{t1,fc,Rd}^{int} = 32,92 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la flangia si hanno valori diversi della l_{eff} dell'elemento a T equivalente per le

due file poiché la fila interna risente dell'irrigidimento fornito dall'anima della trave e quindi ha

resistenza e rigidezza superiori rispetto alla fila esterna. Per semplicità si assume di solito per la fila interna la stessa resistenza di quella esterna.

Si deve prendere come lunghezza efficace l_{eff} per ciascuna riga di bulloni il minore dei valori

che seguono:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p = 90 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 155 \text{ mm}$$

La resistenza della fila esterna sarà assunta quindi pari al valore minimo tra le resistenze delle tre modalità di collasso, come precedentemente visto, pari a:

$$F_{t1,Rd} = 71,43 \text{ KN}$$

Rimane da valutare la resistenza dell'anima della colonna non irrigidita:

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0} = 427,43 \text{ KN}$$

Tale valore è nettamente superiore alle resistenze dei bulloni, che quindi governano la crisi.

L'anima della colonna deve essere verificata anche a compressione, la resistenza di progetto allo schiacciamento di un'anima di colonna non irrigidita, soggetta ad una forza trasversale di compressione, è data da:

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0} = 244,47 \text{ KN}$$

Tale verifica deve essere seguita da un controllo della resistenza dell'anima della colonna a instabilità secondo un comportamento "a colonna", come indicato in figura (Fig. 6.18)

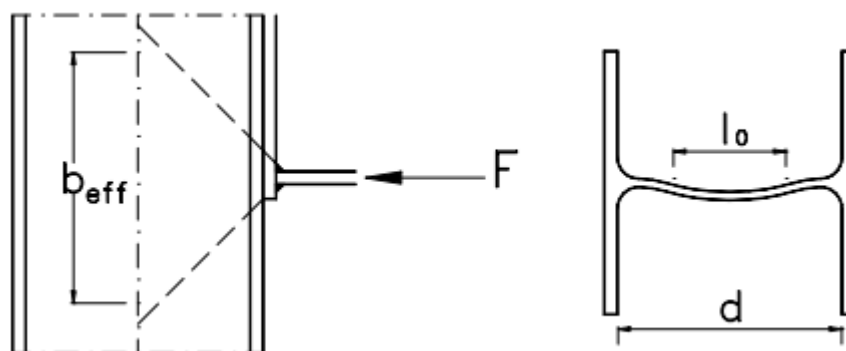


Figura 6.18 – Verifica di resistenza dell'anima della colonna

$$l_0 = 0,5 d = 76 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \sqrt{h^2 + s_s^2} = 36 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = 43,88$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,77$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,51$$

$$X = 0,86$$

Il valore resistente $N_{b,Rd}$ sarà assunto pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi t_{wc} b_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} = 235,77 \text{ kN}$$

Quindi la resistenza a compressione dell'anima della colonna è governata dall'instabilità.

Si deduce che la resistenza del giunto flangiato non irrigidito è governata dalla resistenza a trazione dell'ala della colonna $F_{t,fc,Rd}$, che globalmente (resistenza di gruppo) ha una resistenza di 183,78 kN.

Il momento resistente si calcola sfruttando la resistenza massima della fila esterna di bulloni, che ha il braccio maggiore, e attribuendo alla fila interna la resistenza rimanente:

$$M_{j,Rd} = F_{t,fc,Rd}^{ext} e^{ext} + F_{t,fc,Rd}^{int} e^{int} = 44,57 \text{ kNm}$$

con e^{ext} e e^{int} pari rispettivamente a 215 mm e 135 mm.

Confrontando i valori delle azioni sollecitanti con i valori delle resistenze del giunto, si deduce che il collegamento è ampiamente verificato.

6.7.3.6. GIUNTO DI BASE

Il giunto di base è stato realizzato mediante una piastra saldata al piede della colonna, e vincolata alla fondazione tramite tirafondi in acciaio (Fig. 6.19).

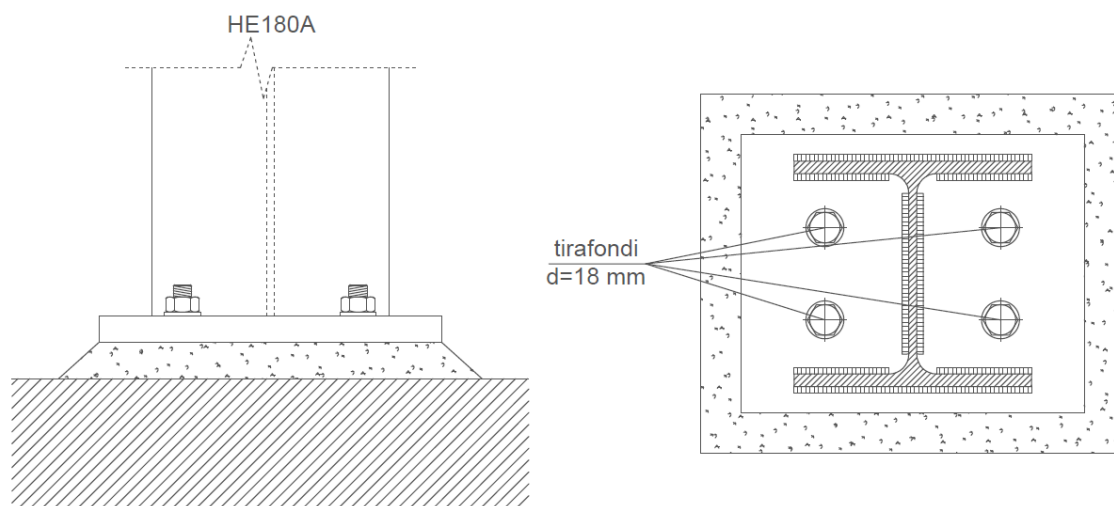


Figura 6.19 – Collegamento di base

CARATTERISTICHE ELEMENTI

PROFILO			PIASTRA		
b =	180	mm	s =	20	mm
h =	171	mm	b _p =	260	mm
t _w =	6	mm	h _p =	210	mm
t _f =	9,5	mm			

La prima verifica che è stata condotta è quella sulle saldature di base, che collegano la colonna alla piastra; si tratta di saldature a cordone d'angolo aventi le seguenti caratteristiche:

DIMENSIONI			AREE		
a =	4	mm	A _N =	5043,91	mm ²
l =	5,65	mm	A _{V2} =	3664,18	mm ²
L ₁ =	180	mm	A _{V3} =	1379,72	mm ²
L ₁ ' =	72	mm			
L ₂ =	122	mm			

Le tensioni agenti sulle saldature, dovute allo sforzo assiale di trazione N, e al taglio agente nelle due direzioni V₂ e V₃, hanno i seguenti valori:

$$\tau_{\parallel V3} = \frac{V_{3Ed}}{A_{V3}} = \frac{1673}{1379,72} = 1,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\parallel V2} = \frac{V_{2Ed}}{A_{V2}} = \frac{109}{3664,18} = 0,03 \text{ N/mm}^2$$

$$n_{\perp N} = \frac{N_{Ed}}{A_N} = \frac{388653}{5043,91} = 77,05 \text{ N/mm}^2$$

Gli sforzi di taglio agenti alla base hanno valori molto bassi rispetto allo sforzo di trazione, che quindi governa la verifica:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 77,06 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{yd} = 183,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{VERIFICA}$$

Con le azioni assiali e taglianti si effettua la verifica della sezione in cemento armato, con calcestruzzo soggetto a compressione centrata, nel caso in cui lo sforzo assiale della colonna sia di compressione, oppure tirafondi soggetti a trazione, nel caso in cui lo sforzo assiale della colonna sia di trazione.

L'area di calcestruzzo sottostante la piastra viene quindi verificata a compressione:

$$N_{Ed}/N_{Rd} = 0,68 \leq 1$$

dove:

- $N_{Ed} = 395,672 \text{ KN}$
- $N_{Rd} = A_{cls} f_{jd} = 577,547 \text{ KN}$
- $f_{jd} = 2/3 f_{cd} = 10,58 \text{ N/mm}^2$

La piastra di base deve essere verificata a flessione nei confronti delle forze di contatto del calcestruzzo agenti sulla zona a sbalzo della piastra stessa, e nei confronti della forza di trazione agente sui tirafondi, come illustrato nella seguente figura(Fig.6.20):

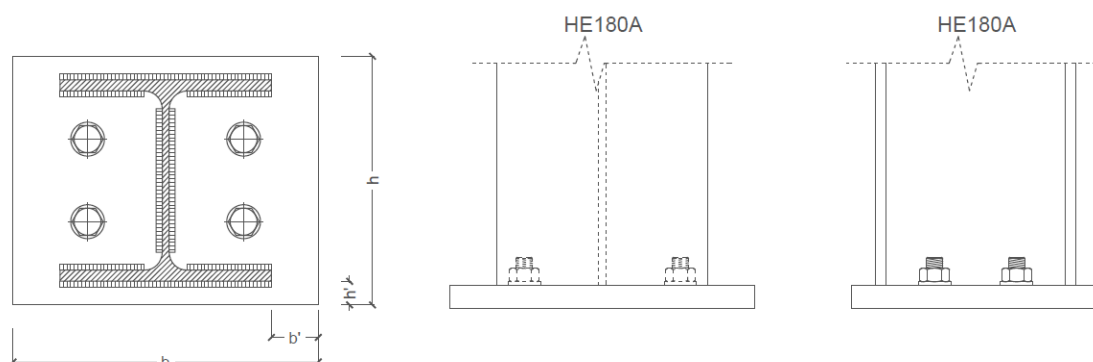


Figura 6.20 – Piastra di base

La tabella sottostante riassume i risultati ottenuti:

	FLESSIONE		TAGLIO	
<i>RESISTENZE PIASTRA DI BASE</i>	$W_{el,x} =$	17333 mm^3	$A_{v,x} =$	5200 mm^2
	$W_{pl,y} =$	14000 mm^3	$A_{v,y} =$	4200 mm^2
	$M_{Rd,x} =$	4539883 Nmm	$V_{Rd,x} =$	1361905 N
	$M_{Rd,y} =$	3686867 Nmm	$V_{Rd,y} =$	1100000 N
<i>SOLLECITAZIONI INDOTTE DAL CLS SULLA PIASTRA</i>	$b' =$	40 mm	$M_{Sd,x} =$	1195855 Nmm
	$h' =$	19,5 mm	$M_{Sd,y} =$	351870 Nmm
	$\sigma_x =$	1495 N/mm^2	$V_{Sd,x} =$	59793 N
	$\sigma_y =$	1851 N/mm^2	$V_{Sd,y} =$	36089 N
<i>VERIFICA</i>	$M_{Sd,x} < M_{Rd,x}$		VERIFICATO	
	$M_{Sd,y} < M_{Rd,y}$		VERIFICATO	
	$V_{Sd,x} < V_{Rd,x}$		VERIFICATO	
	$V_{Sd,y} < V_{Rd,y}$		VERIFICATO	

Il tacco di base non è stato inserito, visto il valore irrisorio degli sforzi di taglio al piede della colonna, tali sforzi è stato ipotizzato che vengano assorbiti dai tirafondi.

Come ultima verifica, è stata valutata la lunghezza di ancoraggio dei tirafondi sottoposti allo sforzo massimo di trazione N_{\max}^+ agente al piede dei pilastri.

I tirafondi sono barre filettate di classe 6.8, aventi le seguenti caratteristiche:

$\Phi =$	20	mm	$f_{yb} =$	480	N/mm ²
$\Phi_m =$	30	mm	$f_{tb} =$	600	N/mm ²
n	4		$\gamma_{m2} =$	1,25	
$A_s =$	314	mm ²			
$A_{res} =$	245	mm ²			

Sono state calcolate la resistenza a trazione dei bulloni $F_{t,Rd}$ e la resistenza a punzonamento della piastra $B_{p,Rd}$.

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 105,84 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 388,58 \text{ KN}$$

Lo sforzo di trazione agente su ogni bullone è stato calcolato dividendo lo sforzo di trazione totale per il numero di tirafondi presenti:

$$N_{B,Sd} = N_{Ed} / n = 328,65 / 4 = 82,16 \text{ KN}$$

Infine è stata effettuata la verifica:

$$N_{B,Sd} < \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}) \quad 82,16 < 105,84 \quad \text{VERIFICA}$$

La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi sarà assunta pari a:

$$l = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \phi f_{bd}} = 387 \text{ mm}$$

7. SPOSTAMENTI LATERALI

L'interazione tra le due strutture è stata valutata in termini di spostamenti orizzontali, dovuti alle azioni agenti sulle strutture e al sisma, agli SLD.

Tali spostamenti sono stati valutati in sommità delle colonne, come previsto dalle NTC al punto 4.2.4.2.2, per quanto riguarda le strutture in acciaio, e al punto 7.3.7.2 in termini di azione sismica.

La normativa impone infatti che per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II, l'azione sismica non comporti danni tali da rendere inagibile la struttura., in particolare per costruzioni civili ed industriali, tale condizione risulta soddisfatta quando:

$$\delta < 0,005h$$

con δ pari allo spostamento di interpiano e h pari all'altezza del pilastro, come illustrato in figura(Fig.7.1).

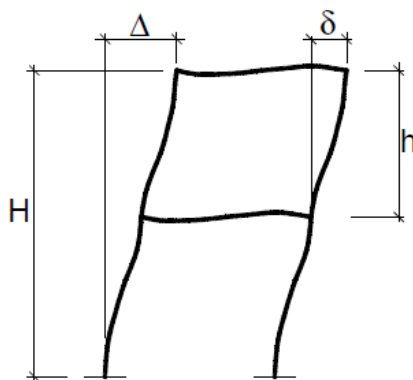


Figura 7.1 – Spostamenti laterali struttura

I limiti massimi per le due strutture risultano quindi essere pari a:

$$\delta_{lim-legno} = 0,005\,580 = 2,9\,cm$$

$$\delta_{lim-acciaio} = 0,005\,550 = 2,25\,cm$$

Dal modello di calcolo realizzato con SAP2000 sono stati estrapolati i valori massimi di spostamento orizzontale in sommità della struttura, che risultano essere inferiori ai limiti imposti, e pari a:

$$\delta_{\text{legno}} = 2,23 \text{ cm} < 2,9 \text{ cm} \quad \text{VERIFICA}$$

$$\delta_{\text{acciaio}} = 1,45 \text{ cm} < 2,25 \text{ cm} \quad \text{VERIFICA}$$

Grazie al programma di calcolo sono stati poi valutati gli spostamenti massimi in direzione y di due punti contrapposti, appartenenti uno alla struttura lignea e 'altro a quella in acciaio, in modo tale da poter ipotizzare una dimensione per un eventuale giunto sismico(Fig.7.2;Fig.7.3).

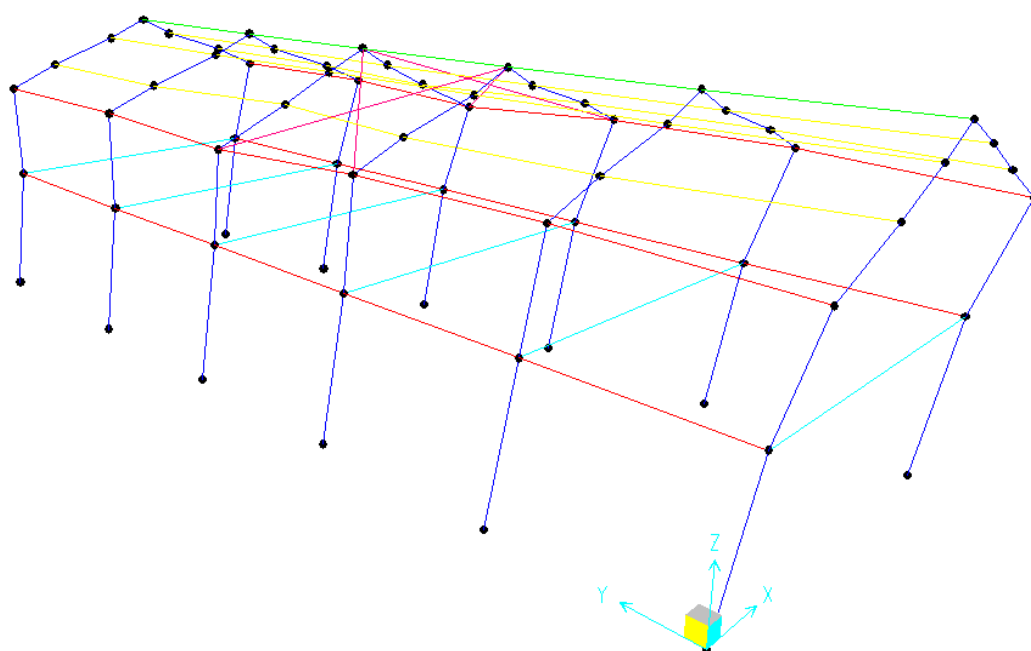


Figura 7.2 – Deformazione struttura abitativa in direzione y

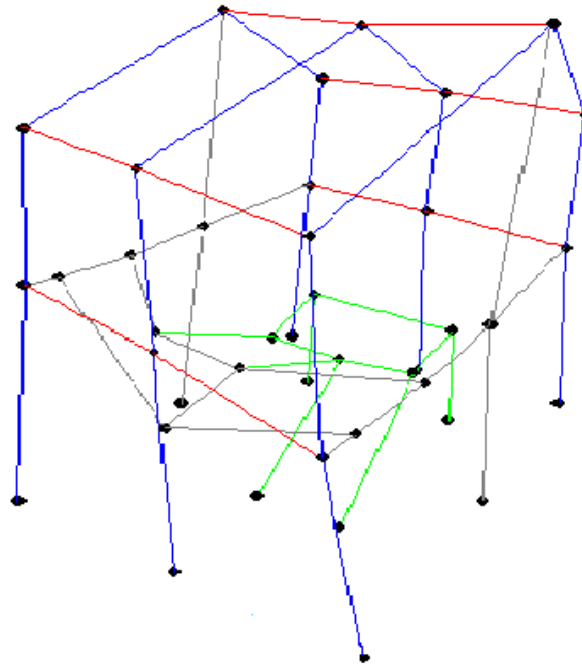


Figura 7.3 – Deformazione struttura scala in direzione y

Tali spostamenti risultano essere:

$$U_{2\text{legno}} = 2,23 \text{ cm}$$

$$U_{2\text{acciaio}} = 1,15 \text{ cm}$$

La somma dei due renderebbe necessario un giunto sismico pari a 4cm, tuttavia la NTC al punto 7.2.2 impone che la distanza tra due edifici che si fronteggiano non sia inferiore a:

$$\frac{1}{100} h a_g \frac{S}{0,5 g} = \frac{1}{100} 780 \cdot 0,118 g \frac{1,5}{0,5 g} = 2,78 \text{ cm} \approx 3,00 \text{ cm}$$

dove:

- h è l'altezza della costruzione;
- a_g è il coefficiente di accelerazione al suolo riferito agli SLV;
- S è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo.

Tuttavia, a favore di sicurezza si tende a considerare la distanza minima tra due edifici contigui pari a $1/100$ dell'altezza totale dell'edificio, quindi si ipotizza l'utilizzo di un giunto sismico avente larghezza pari a 10 cm.

Tale spazio sarà lasciato vuoto tra i due edifici, in modo tale da evitare eventuali fenomeni di martellamento, ed opportunamente celato con materiali deformabili.

8.FONDAZIONI

Le fondazioni, in linea con i criteri progettuali, sono state ipotizzate prefabbricate: nello specifico si è pensato di utilizzare elementi “New jersey” in calcestruzzo armato, prodotti dalla ditta Tecnotre, che saranno realizzati e poi in seguito posizionati in cantiere(Fig.8.1).

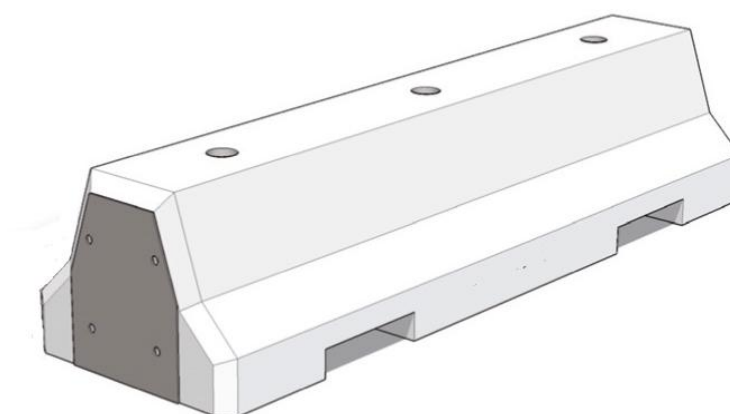


Figura 8.1 – Modello di un elemento di tipo “New Jersey”

Per la verifica questi elementi sono stati trattati come una fondazione continua a travi rovesce, soggetta ai carichi trasmessi dalle colonne; il collegamento tra i vari elementi è stato realizzato mediante piastre in acciaio e barre filettate(Fig.8.2).

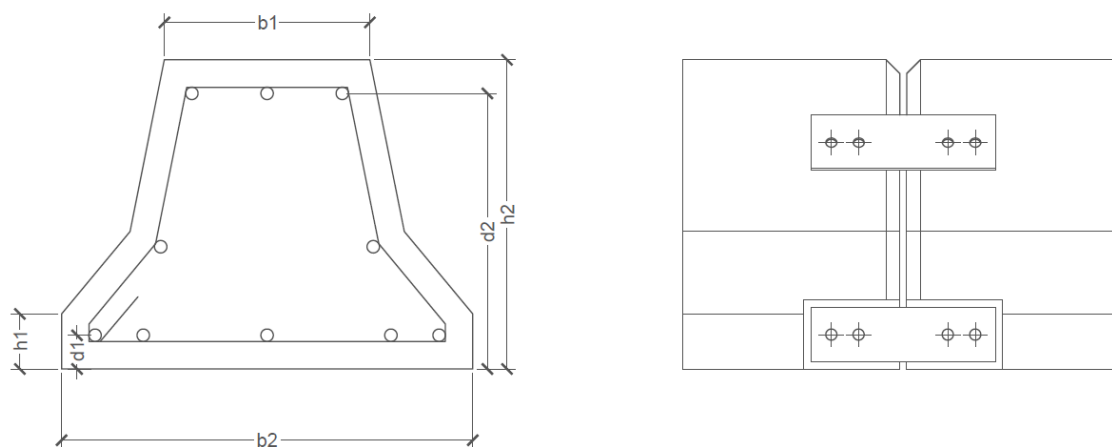


Figura 8.2 – Fondazione prefabbricata di tipo “New Jersey”

CARATTERISTICHE SEZIONE			CALCESTRUZZO C28/35	
b_1	300	mm	f_{ck}	28,00 N/mm ²
b_2	600	mm	f_{cd}	15,87 N/mm ²
h_1	100	mm		
h_2	450	mm		
d_1	40	mm	ACCIAIO B450C	
d_2	410	mm	f_{yk}	450,00 N/mm ²
c	40	mm	f_{cd}	391,30 N/mm ²

L'armatura longitudinale della trave è formata da 10 ϕ 16, mentre la staffatura prevede staffe ϕ 8/15.

Le sezioni sono state verificate a pressoflessione deviata, con l'ausilio del programma VcaSlu, nonostante l'armatura della trave sia la stessa sia in mezzeria che agli appoggi, la verifica è stata condotta su entrambi le sezioni, analizzando gli sforzi massimi di N,T e M.

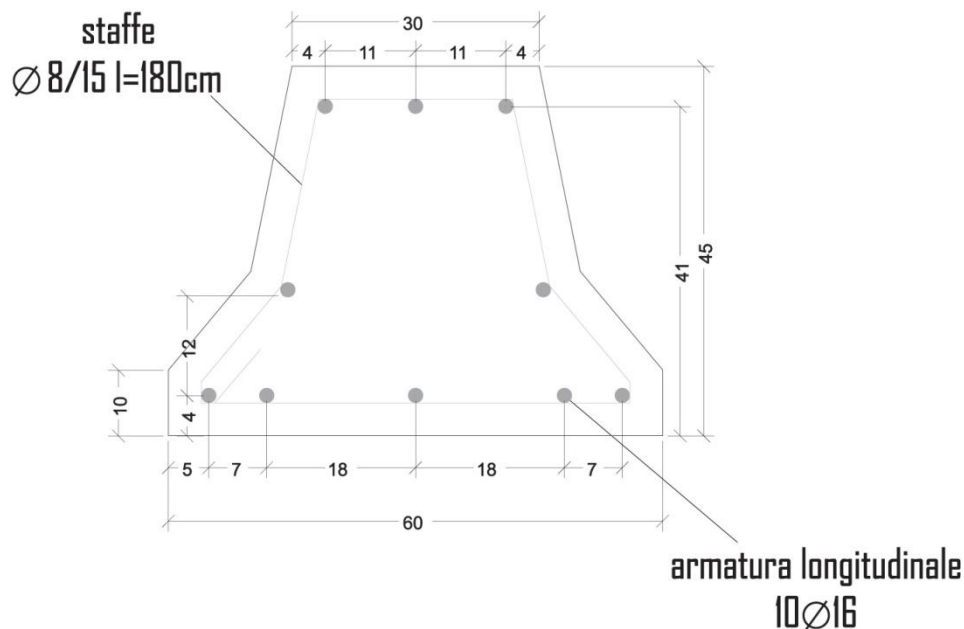
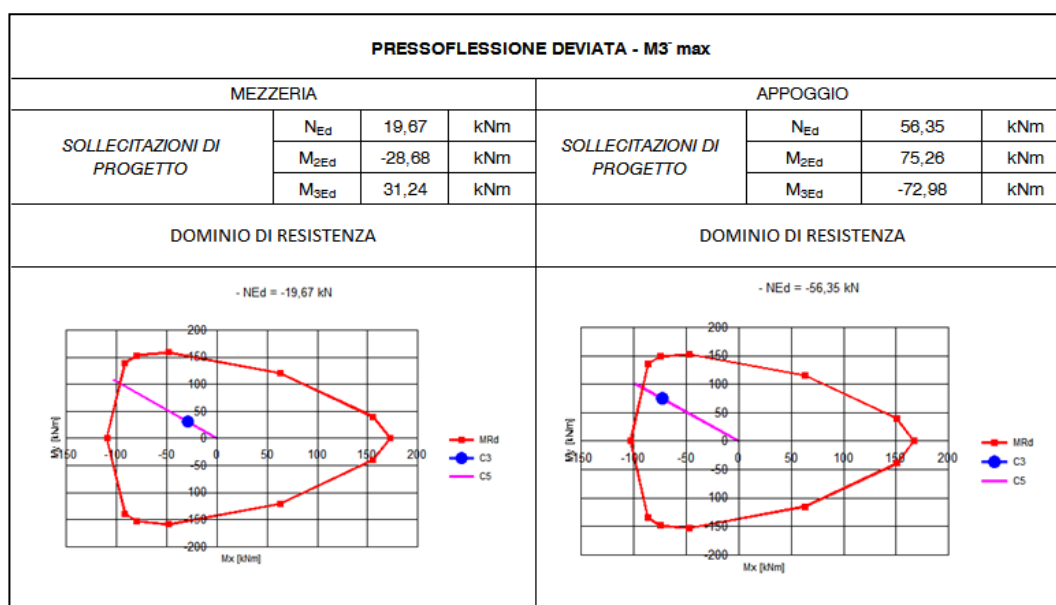
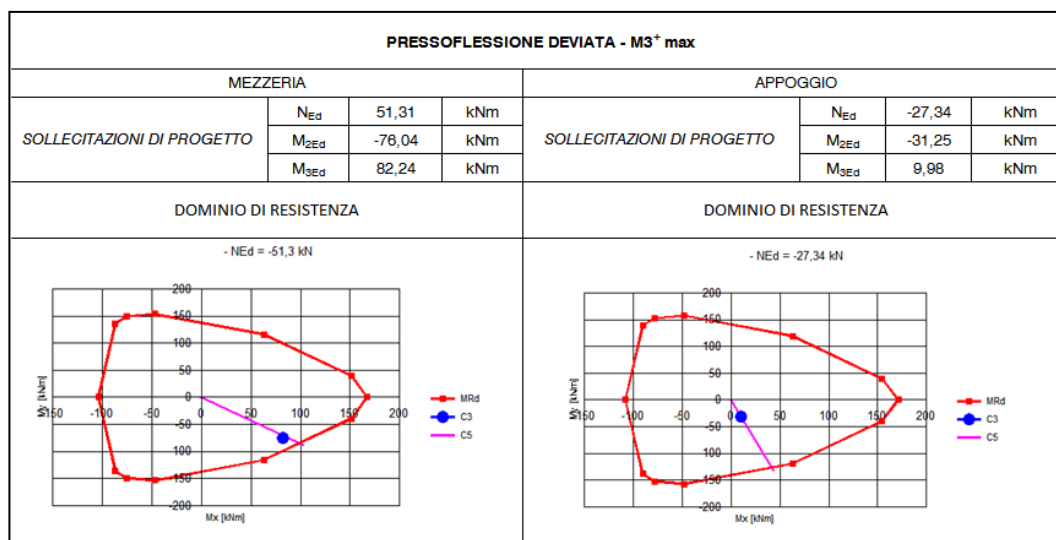
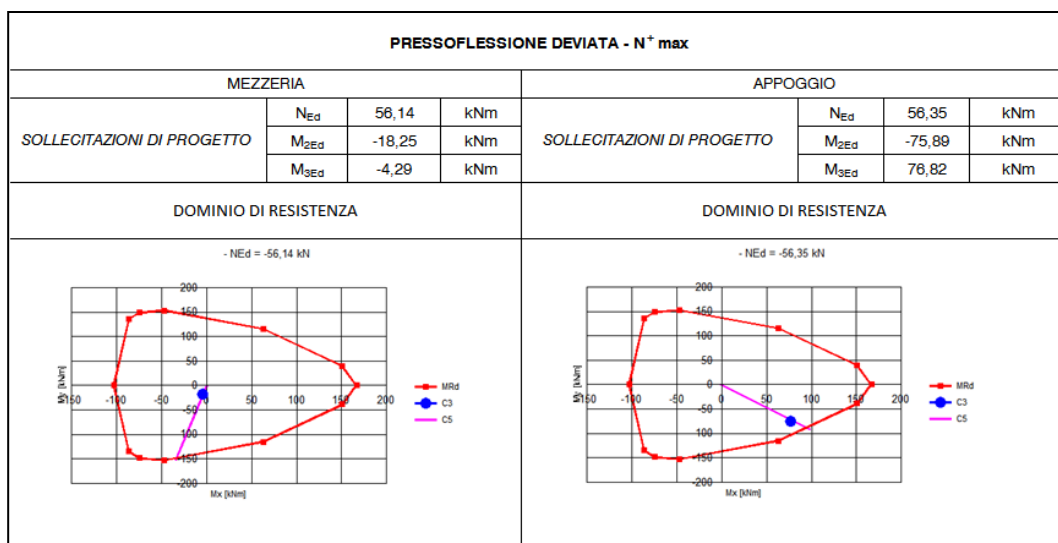
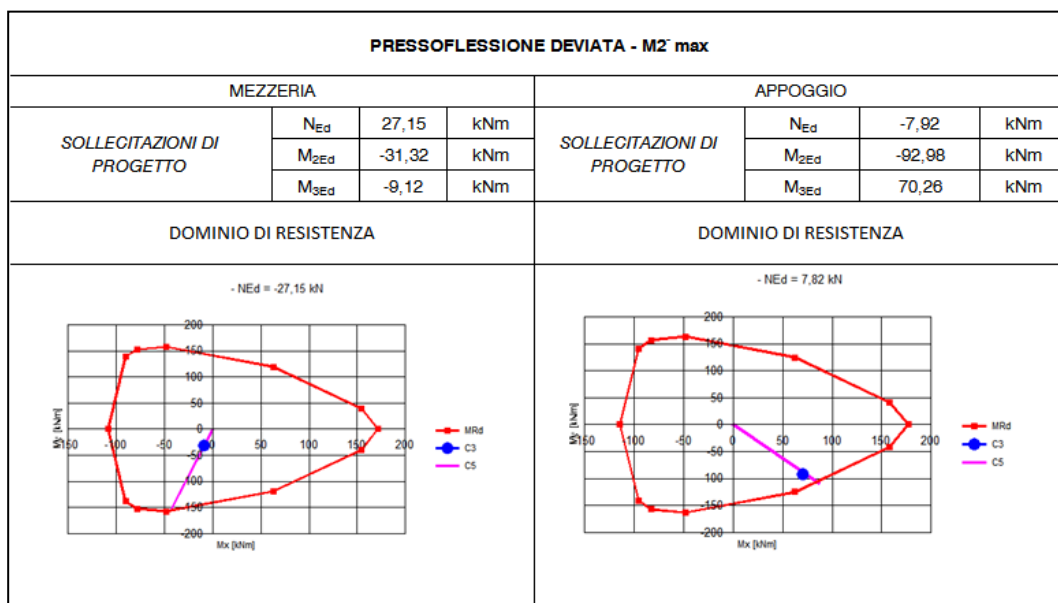
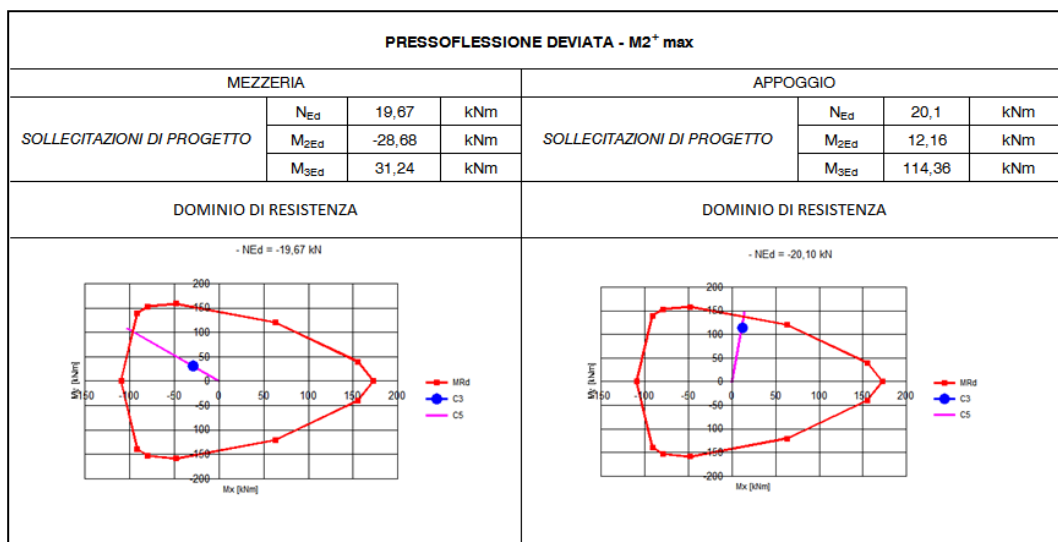
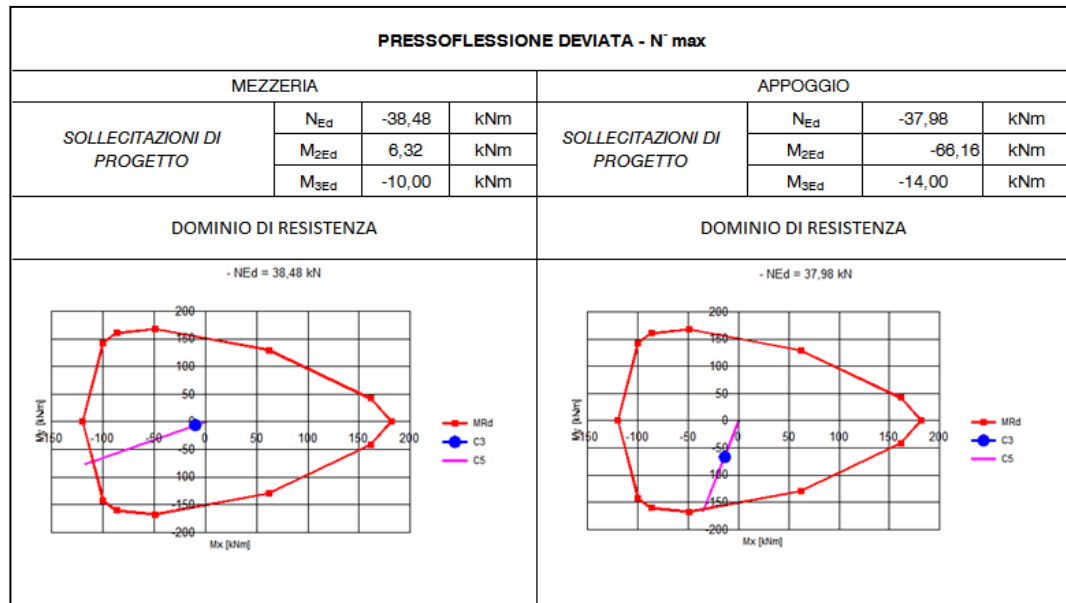


Figura 8.3 – Disposizione armatura

Le tabelle seguenti riportano le verifiche effettuate e i domini di resistenza nei vari casi di carico analizzati.







Sono state inoltre condotte le verifiche a taglio, per controllare l'efficienza della staffatura inserita nelle travi.

VERIFICA A TAGLIO							
FONDAZIONE	V ₂ max			FONDAZIONE	V ₃ max		
	PRESSOFLESSIONE DEVIATA				PRESSOFLESSIONE DEVIATA		
SEZIONE	MEZZERIA			SEZIONE	MEZZERIA		
CARATTERISTICHE SEZIONE	b ₁	300	mm	CARATTERISTICHE SEZIONE	b ₁	300	mm
	b ₂	600	mm		b ₂	600	mm
	h ₁	100	mm		h ₁	100	mm
	h ₂	450	mm		h ₂	450	mm
	c	40	mm		c	40	mm
	d ₁	410	mm		d ₁	410	mm
	d ₂	40	mm		d ₂	40	mm
	α	90	°		α	90	°
	θ	23	°		θ	23	°
	α _C	1,00			α _C	1,00	
	STAFFE φ8/15				STAFFE φ8/15		
	A _{SW}	50,24	mm ²		A _{SW}	50,24	mm ²
p	150	mm	p	150	mm		
CARATTERISTICHE MATERIALE	CALCESTRUZZO C28/35			CARATTERISTICHE MATERIALE	CALCESTRUZZO C28/35		
	f _{ok}	28,00	N/mm ²		f _{ok}	28,00	N/mm ²
	f _{od}	15,87	N/mm ²		f _{od}	15,87	N/mm ²
	f _{od}	7,93	N/mm ²		f _{od}	7,93	N/mm ²
	ACCIAIO B450C				ACCIAIO B450C		
	f _{yk}	450,00	N/mm ²		f _{yk}	450,00	N/mm ²
	f _{yd}	391,30	N/mm ²		f _{yd}	391,30	N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	V _{Ed}	65,06	KN	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	V _{Ed}	41,67	KN
RESISTENZE DI CALCOLO	V _{Rsd}	114,0	KN	RESISTENZE DI CALCOLO	V _{Rsd}	114,0	KN
	V _{Rod}	631,7	KN		V _{Rod}	631,7	KN
	V _{Rd} = min(V _{Rsd} ;V _{Rod})				V _{Rd} = min(V _{Rsd} ;V _{Rod})		
	V _{Rd}	114,0	KN		V _{Rd}	114,0	KN
VERIFICA	114,04	>	65,06	VERIFICA	114,04	>	41,67
	VERIFICATO				VERIFICATO		

La verifica delle piastre di collegamento è stata condotta solo in termini di sforzi assiali; il collegamento è realizzato mediante quattro piastre poste su due differenti livelli della fondazione, collegate tra loro tramite barre filettate passanti, aventi diametro pari a 16 mm (Fig. 8.4).

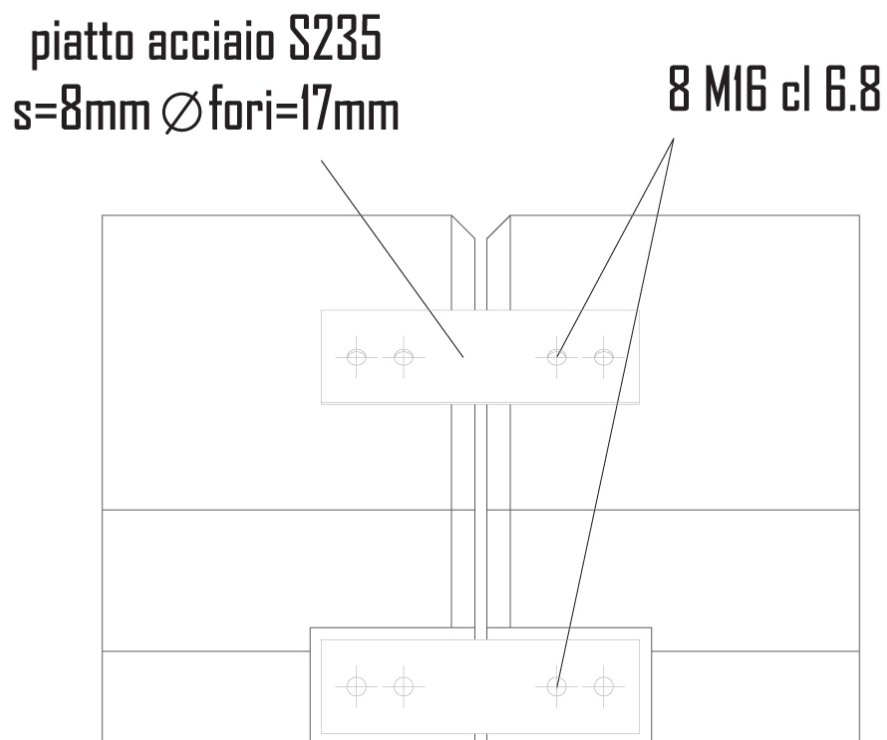


Figura 8.4 – Particolare piastra di collegamento

Verifica Bullonatura

Sono stati utilizzati 8 barre filettate M16, classe 6.8, caratterizzate da:

$$f_{tb}=600 \text{ N/mm}^2$$

Tensione a rottura

$$f_{yb}=0,6 f_{tb}=480 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di snervamento

Le caratteristiche geometriche della piastra e dei bulloni, sono le seguenti:

$\Phi =$	16	mm	$p_1 =$	40	mm
$\Phi_0 =$	17	mm	$p_2 =$	0	mm
$\Phi_m =$	24	mm	$e_1 =$	30	mm
$A_{res} =$	157	mm ²	$e_2 =$	40	mm
n	8		$a_i =$	20	mm

La prima verifica che è stata condotta è quella sulle limitazioni geometriche imposte dalle NTC al punto 4.2.8.1.1, come visto precedentemente nella tabella 6.11, ottenendo i seguenti risultati:

$1,2d_0 < e_1 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_1 < 72$	VERIFICATO
$1,2d_0 < e_2 < 4t + 40\text{mm}$	18	$< e_2 < 72$	VERIFICATO
$2,2d_0 < p_1 < \min(14t; 200\text{mm})$	38	$< p_1 < 140$	VERIFICATO
$2,4d_0 < p_2 < \min(14t; 200\text{mm})$	40	$< p_2 < 140$	VERIFICATO

Lo sforzo di taglio agente è dato da:

$$V_{Ed,b} = \frac{V_{Ed}}{nn_s} = 16,33 \text{ KN}$$

Il taglio $F_{V,Rd}$ resistente è assunto pari a:

$$F_{V,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 57,89 \text{ KN} > 16,33 \quad \text{VERIFICA}$$

La resistenza a rifollamento del piatto dell'unione è assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 80,94 \text{ KN} > 16,33 \quad \text{VERIFICA}$$

dove:

$$\alpha = \min(e_1 / (3d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1,0) = 0,59$$

$$k = \min(2,8 * e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50$$

Passando alle verifiche da effettuare sulla piastra di collegamento, ne è stata verificata la resistenza a rottura per taglio della lamiera, andando a calcolare la tensione tangenziale τ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\tau = N/2 t e_1 = 54,43 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 344,00 > 54,43 \quad \text{VERIFICA}$$

La successiva verifica di resistenza a rottura per trazione della piastra, consiste nel calcolare la tensione normale σ indotta dallo sforzo normale N agente nella trave:

$$\sigma = N/A_n = 51,03 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore dovrà risultare inferiore al rapporto f_{tk}/γ_{M2} :

$$f_{tk}/\gamma_{M2} = 344,00 > 51,03 \quad \text{VERIFICA}$$

9.CONCLUSIONI

Il numero sempre crescente di situazioni legate a calamità naturali e problematiche sociali, rende necessaria la continua ricerca di aree da destinare ad alloggi temporanei, dove poter garantire soccorsi ed assistenza alle persone coinvolte.

La carenza di fondi da parte delle istituzioni competenti comporta lo studio e la progettazione di strutture temporanee facilmente assemblabili, riutilizzabili e a costi ridotti, al fine di garantire un'ottimizzazione di tempi e oneri.

Tali presupposti condizionano fortemente le scelte progettuali, conducendo verso una soluzione tipologica edilizia che consenta di ridurre i tempi di realizzazione e costi di produzione, con fasi di montaggio semplici ed intuitive, al fine di eseguire i lavori in tempi rapidi e di predisporre un cantiere poco invasivo.

L'obiettivo della presente tesi di laurea è stato quello di fornire una possibile soluzione progettuale che potesse dare una risposta alle esigenze evidenziate, valutando molteplici aspetti a partire dalle caratteristiche dell'edilizia temporanea, passando attraverso la definizione delle esigenze da garantire e l'organizzazione degli spazi a livello architettonico, e giungendo a studiarne in modo specifico l'aspetto strutturale.

In una prima fase è stata condotta un'analisi su quelle che sono le caratteristiche principali dell'architettura temporanea, andando ad individuare le priorità e i requisiti minimi da garantire, ponendo particolare attenzione a quelli che sono i presidi per le emergenze ad ora presenti sul territorio nazionale, evidenziando quelle che sono le problematiche maggiori.

Inoltre sono stati analizzati una serie di progetti di architetture temporanee, con particolare attenzione ai vari materiali e tecniche costruttive utilizzate: da qui la scelta del legno come materiale da costruzione, in grado di offrire una possibile soluzione alle problematiche di tempi e costi precedentemente menzionate.

La progettazione si è posta come scopo la realizzazione di un'area in grado di ospitare, oltre alle unità abitative, tutte quelle strutture in grado di garantire agli abitanti tutti quei servizi necessari al regolare svolgimento della vita, quali l'istruzione, le attività commerciali e sportive

Il sito individuato nell'area di Ospedaletto, oltre ad avere le dimensioni necessarie, presenta una posizione geografica strategica, vicina cioè ai principali nodi di comunicazione, come previsto dal Manuale Tecnico della Protezione Civile.

Il centro polifunzionale progettato, fungerà da "porta" verso la parte centrale del lotto, dove una piazza pedonale servirà da fulcro per i 54 moduli abitativi che vi si sviluppano attorno; l'edificio scolastico e l'impianto sportivo, collocati nella parte più interna del lotto, il tutto collegato da una viabilità interna appositamente dimensionata, percorsi pedonali e verde attrezzato.

Particolare attenzione è stata posta alla funzione di aggregazione sociale prevedendo spazi specifici interni ed esterni ottimizzati a tale scopo. I connotati architettonici che si è cercato di mettere in luce sono il legno che, essendo l'elemento centrale strutturale, assume un ruolo fondamentale anche a livello architettonico, l'utilizzo di linee molto semplici e pulite, che vanno a definire fabbricati dalle forme organiche e minimali, e la luce, dotando le strutture di ampie superfici vetrate.

Tutti i fabbricati sono stati opportunamente dimensionati secondo le normative vigenti, con particolare attenzione alle tre tipologie di unità abitative progettate.

L'analisi strutturale è stata svolta prendendo in considerazione solo uno dei moduli abitativi.

I riferimenti normativi seguiti per la progettazione della struttura sono il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 e relativa circolare esplicativa, e normative internazionali quali l'Eurocodice 3, l'Eurocodice 5 e l'Eurocodice 8.

La struttura in legno lamellare è costituita da telai con colonne incastrate alla base, aventi sia la funzione di trasferire i carichi gravitazionali in fondazione, sia quella di irrigidimento nei confronti delle azioni orizzontali, rendendo inutile l'utilizzo di un sistema di controventi. Tamponamenti e solai sono stati rappresentati solo in termini di masse per lo svolgimento dell'analisi.

Particolare attenzione è stata rivolta alla protezione al fuoco della struttura, secondo le normative di riferimento.

La modellazione degli elementi strutturali è stata eseguita con l'utilizzo del software di calcolo *SAP2000 v.14.0*: su tutti gli elementi strutturali sono state effettuate le verifiche, così come previste dalle normative vigenti, prevedendo anche i sistemi di

collegamento tra i vari elementi strutturali ed un sistema di fondazione prefabbricato, idoneo alle esigenze.

Concludendo, mediante questo progetto si è cercato di proporre una soluzione che oltre a garantire le funzionalità previste, fosse dotata di una propria identità architettonica, inserendosi in un contesto urbanistico esistente. L'utilizzo del legno come elemento strutturale per i moduli abitativi garantisce velocità e semplicità realizzativa, oltre ad una totale riciclabilità e un ottimo comfort abitativo, in linea con le attuali direttive in termini di edilizia sostenibile.

BIBLIOGRAFIA

Riferimenti bibliografici

- Piazza M., Tomasi R., Modena R., *Strutture in legno*, Ed. Hoepli, Milano, 2010.
- Sassu M., *Progetto di Costruzioni Intelaiate*, Tipografia Editrice Pisana, Pisa, 2008.
- Imperadori M., *La progettazione con tecnologia stratificata a secco*, Il Sole 24 Ore S.p.a., Milano, 2006.
- Masotti C., *Manuale di Architettura d'emergenza e temporanea*, Gruppo editoriale Esselibri – Simone, Casoria, 2013
- Ballio G., Mazzolani F., *Strutture in acciaio*, Ulrico Hoepli Editore, Milano, 2007
- Annichini S., Gurrieri F., Scarpino A.P., Tesi V., *Progetto accessibilità*, Edizioni della Meridiana, Firenze, 1999
- Giordano G., *La moderna tecnica delle costruzioni in legno*, Ed. Hoepli, 1964.
- Bernasconi A., *Materiale: caratteristiche, proprietà, prestazioni*, promo_legno, 2010.
- Bernasconi A., Schickhofer G., Piazza M., *Il calcolo degli elementi delle strutture di legno*, 2010.
- Ceccotti A., *Progettazione delle strutture di legno in zona sismica: generalità*, promo_legno, 2011.
- Bernasconi A., Piazza M., *Prontuario 5, Il calcolo delle strutture di legno*, promo_legno, 2010.
- Bernasconi A., Piazza M., *Prontuario 8, L'altro massiccio*, promo_legno, 2011.
- *Linee guida per l'edilizia in legno in Toscana*, Edizioni Regione Toscana, 2009.

Riferimenti normativi

- D. M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Circolare n. 617 del 2 Febbraio 2009, *Nuova circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Eurocodice n. 1, UNI EN 1991-1.
- Eurocodice n. 2, UNI EN 1992-1.
- Eurocodice n. 3, UNI EN 1993-1

- Eurocodice n. 5, UNI EN 1995-1.
- Eurocodice n. 8, UNI EN 1998-1.
- CNR DT 206/2007, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno*.
- D.M. 18 Dicembre 1975, *Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica, da osservarsi nell'esecuzione di opere di edilizia scolastica*.
- Legge 11 Gennaio 1995, n.23, *Norme per l'edilizia scolastica*.
- D.M. Lavori Pubblici 14 giugno 1989, n. 236, *Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche*.
- Legge 9 gennaio 1989, n. 13, *Disposizioni per favorire il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati*.

Sitografia

- www.promolegno.com
- www.federlegno.it
- www.lignoalp.it
- www.binderholz.com
- www.holzbau.com
- www.metsawood.it
- www.dataholz.com
- www.wolfhaus.it
- www.edilportale.com
- it.wikipedia.org
- www.knauf.it
- www.ingegneri.info
- www.europaconcorsi.it
- www.archdaily.com

RINGRAZIAMENTI

Le persone che mi sono state vicine in questi anni sono state veramente tante, forse anche perché 10 anni non sono poi così pochi...

Naturalmente il primo pensiero va ai miei genitori, senza i quali tutto ciò non sarebbe stato possibile, sia per motivi prettamente economici, ma soprattutto per aver sempre creduto in me, anche nei momenti più duri, quei momenti in cui lasceresti perdere tutto...grazie, grazie e ancora grazie...spero un giorno di poter ricambiare tutto questo. Come non citare Ghigghi, la mia super sorellona, sempre pronta a tirarmi su, ad ascoltarmi e a darmi consigli, sei unica.

Una dedica del tutto speciale va alle mie due nonne, Anna e Rosa, che purtroppo non potranno essere qui, ma so che da lassù mi seguono sempre, e a Dino, un nonno con gli occhi riesce a dirti molto più di quanto non faccia con le parole.

Ora tocca a te, mia cara Adele, anche se abbiamo condiviso solo quest'ultimo anno universitario, mi hai dato molto più di quanto tu possa pensare, perché il solo averti incontrato ha reso la mia vita semplicemente unica...grazie amore mio...

Le prossime persone che citerò sono degli amici unici, che difficilmente si incontrano nella vita, quelle amicizie che non ti aspetti e che invece ti segnano per sempre...Nico e Pisto...per me siete come due fratellini(solo per l'età che gioca a mio sfavore) e spero di non perdervi mai...siete greeeeeendiiiiii!!!!!!

Ricordando voi due mi vengono in mente le tante notti pisane, tra risate, cene e soprattutto cazzate, tante cazzate, e quindi come non citare i due parigini, Teo e Barga, con i quali abbiamo condiviso questi anni insieme e continuiamo ad avere un'amicizia del tutto speciale.

Un ringraziamento va a Simo, senza la quale, fra libri e appunti, probabilmente non sarei qui, Massi, Ste, Lore, Chiara e Martin, ognuno dei quali, a modo suo, è riuscito a darmi qualcosa.

Mi sembrerebbe scortesia non citare gli amici di Scansano, Giampa e Dani, compagni di lunghe serate a girovagare, quando per Pisa, quando per Livorno, persone uniche

che fanno farti sentire sempre a casa...un consiglio però...non fermatevi per un aperitivo, il tempo “sembrerà non passare mai” ...vero Pisto!?!?!?

Sarebbero ancora molte le persone che ho incontrato in questo lungo percorso e che meriterebbero di essere citate, ma con la paura di scordarmi qualcuno chiudo dicendo “Grazie” a tutti, il merito di tutto ciò è anche vostro.

APPENDICE A: VERIFICHE DI RESISTENZA ELEMENTI IN LEGNO

COLONNE

COLONNE l = 5,8 m - PIEDE			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	5.800 mm	W ₃ = 10.816.000 mm ³
	b =	240 mm	W ₂ = 4.992.000 mm ³
	h =	520 mm	f _{c,0,d} = 20,00 N/mm ²
	A =	124.800 mm ²	f _{m,d} = 22,07 N/mm ²
	k _m =	0,7	f _{v,d} = 2,62 N/mm ² f _{t0,d} = 15,52 N/mm ²
COMBINAZIONI GRUPPO 4 - k _{mod} = 1,0			
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
N ⁻ _{max} - M ₃ - M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N = -143,78 kN M ₃ = 44,81 kN m M ₂ = 4,46 kN m	σ _{c,0,d} = 1,15 N/mm ² σ _{m,3,d} = 4,14 N/mm ² σ _{m,2,d} = 0,89 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,22 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,18 < 1 VERIFICA		
N - M ⁺ _{3max} - M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N = -100,40 kN M ₃ = -7,11 kN m M ₂ = -11,38 kN m	σ _{c,0,d} = 0,80 N/mm ² σ _{m,3,d} = 0,66 N/mm ² σ _{m,2,d} = 2,28 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,10 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,13 < 1 VERIFICA		
N - M ⁺ _{3max} - M ⁺ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N = -128,84 kN M ₃ = 70,88 kN m M ₂ = 10,06 kN m	σ _{c,0,d} = 1,03 N/mm ² σ _{m,3,d} = 6,55 N/mm ² σ _{m,2,d} = 2,02 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,36 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,30 < 1 VERIFICA		
N - M ₃ - M ⁻ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N = -49,38 kN M ₃ = -2,17 kN m M ₂ = -22,46 kN m	σ _{c,0,d} = 0,40 N/mm ² σ _{m,3,d} = 0,20 N/mm ² σ _{m,2,d} = 4,50 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,15 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,21 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE			
N ⁺ _{max} - M ₃ - M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N = 6,39 kN M ₃ = -4,10 kN m M ₂ = -18,97 kN m	σ _{t0,d} = 0,05 N/mm ² σ _{m,3,d} = 0,38 N/mm ² σ _{m,2,d} = 3,80 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t0,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,14 < 1 VERIFICA		
	$\frac{\sigma_{t0,d}}{f_{t0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,19 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
V _{2max} - V _{3max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	V ₂ = 27,94 kN m V ₃ = 6,75 kN m	τ _{2,d} = 0,34 N/mm ² τ _{3,d} = 0,08 N/mm ²	
VERIFICA DI RESISTENZA	τ _{2,d} ≤ f _{v,d} VERIFICA		
	τ _{3,d} ≤ f _{v,d} VERIFICA		

COLONNE $l = 5,8 \text{ m}$ - APPOGGIO TRAVE			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.800 mm	$W_3 = 10.816.000 \text{ mm}^3$
	$b =$	240 mm	$W_2 = 4.992.000 \text{ mm}^3$
	$h =$	520 mm	$f_{c,0,d} = 20,00 \text{ N/mm}^2$
	$A =$	124.800 mm ²	$f_{m,d} = 22,07 \text{ N/mm}^2$
	$k_m =$	0,7	$f_{v,d} = 2,62 \text{ N/mm}^2$
			$f_{t,0,d} = 15,52 \text{ N/mm}^2$
COMBINAZIONI SISMICHE - $k_{mod} = 1,0$			
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
$N^- \cdot M_3 \cdot M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = -142,13 \text{ kN}$ $M_3 = -9,25 \text{ kN m}$ $M_2 = 0,50 \text{ kN m}$	$\sigma_{c,0,d} = 1,14$ $\sigma_{m,3,d} = 0,86$ $\sigma_{m,2,d} = 0,10$	N/mm^2 N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,05 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,03 < 1 VERIFICA		
$N \cdot M^-_{3max} \cdot M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = -38,52 \text{ kN}$ $M_3 = -26,95 \text{ kN m}$ $M_2 = -1,30 \text{ kN m}$	$\sigma_{c,0,d} = 0,31$ $\sigma_{m,3,d} = 2,49$ $\sigma_{m,2,d} = 0,26$	N/mm^2 N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,12 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,09 < 1 VERIFICA		
$N \cdot M_3 \cdot M^+_{2max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = -39,73 \text{ kN}$ $M_3 = 13,82 \text{ kN m}$ $M_2 = 3,28 \text{ kN m}$	$\sigma_{c,0,d} = 0,32$ $\sigma_{m,3,d} = 1,28$ $\sigma_{m,2,d} = 0,66$	N/mm^2 N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,08 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,07 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE			
$N^+ \cdot M_3 \cdot M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = 9,50 \text{ kN}$ $M_3 = -0,70 \text{ kN m}$ $M_2 = -2,18 \text{ kN m}$	$\sigma_{t,0,d} = 0,08$ $\sigma_{m,3,d} = 0,06$ $\sigma_{m,2,d} = 0,44$	N/mm^2 N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,02 < 1 VERIFICA		
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,03 < 1 VERIFICA		
$N \cdot M_3 \cdot M^-_{2max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = 4,29 \text{ kN}$ $M_3 = 0,56 \text{ kN m}$ $M_2 = -5,29 \text{ kN m}$	$\sigma_{t,0,d} = 0,03$ $\sigma_{m,3,d} = 0,05$ $\sigma_{m,2,d} = 1,06$	N/mm^2 N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,04 < 1 VERIFICA		
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ 0,05 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
$V2_{max} \cdot V3_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_2 = 27,94 \text{ kN}$ $V_3 = 6,75 \text{ kN}$	$\tau_{2,d} = 0,34$ $\tau_{3,d} = 0,08$	N/mm^2 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$ VERIFICA		
	$\tau_{3,d} \leq f_{v,d}$ VERIFICA		

COLONNE l = 5,8 m - TESTA						
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	5.800	mm	W ₃ =	10.816.000	mm ³
	b =	240	mm	W ₂ =	4.992.000	mm ³
	h =	520	mm	f _{c,0,d} =	20,00	N/mm ²
	A =	124.800	mm ²	f _{m,d} =	22,07	N/mm ²
	k _m =	0,7		f _{v,d} =	2,62	N/mm ²
				f _{t,0,d} =	15,52	N/mm ²
COMBINAZIONI GRUPPO 4 - k _{mod} = 1,0						
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE						
N ⁻ _{max} - M ⁻ _{3max} - M ₂						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-44,79	kN	σ _{c,0,d} =	0,36	N/mm ²
	M ₃ =	-38,93	kN m	σ _{m,3,d} =	3,41	N/mm ²
	M ₂ =	-0,15	kN m	σ _{m,2,d} =	0,03	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,16 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,11 < 1 VERIFICA
N - M ⁺ _{3max} - M ₂						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-37,27	kN	σ _{c,0,d} =	0,30	N/mm ²
	M ₃ =	27,74	kN m	σ _{m,3,d} =	2,56	N/mm ²
	M ₂ =	0,40	kN m	σ _{m,2,d} =	0,08	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,12 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,09 < 1 VERIFICA
N - M ₃ - M ⁺ _{2max}						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-2,08	kN	σ _{c,0,d} =	0,02	N/mm ²
	M ₃ =	-9,26	kN m	σ _{m,3,d} =	0,86	N/mm ²
	M ₂ =	-0,29	kN m	σ _{m,2,d} =	0,06	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,04 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$					0,03 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE						
N ⁺ _{max} - M ₃ - M ⁺ _{2max}						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	10,46	kN	σ _{t,0,d} =	0,08	N/mm ²
	M ₃ =	5,33	kN m	σ _{m,3,d} =	0,49	N/mm ²
	M ₂ =	0,69	kN m	σ _{m,2,d} =	0,14	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$					0,03 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$					0,03 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO						
V _{2max} - V _{3max}						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	V ₂ =	27,94	kN m	τ _{2,d} =	0,34	N/mm ²
	V ₃ =	6,75	kN m	τ _{3,d} =	0,08	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	τ _{2,d} ≤ f _{v,d}					VERIFICA
	τ _{3,d} ≤ f _{v,d}					VERIFICA

Verifiche di stabilità

COLONNE I = 5,8 m - PIEDE			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l = 5.800$	mm	$l_{ox} = 5.800$ mm
	$b = 240$	mm	$l_{oy} = 5.800$ mm
	$h = 520$	mm	$\lambda_x = 84$
	$A = 124.800$	mm ²	$\lambda_y = 39$
	$W_3 = 10.816.000$	mm ³	$\lambda_{rel,x} = 1,36$
	$W_2 = 4.992.000$	mm ³	$\lambda_{rel,y} = 0,63$
	$f_{c,0,k} = 29,00$	N/mm ²	$k_x = 1,48$
	$f_{c,0,d} = 20,00$	N/mm ²	$k_y = 0,71$
	$i_x = 69,28$	mm	$k_{ox} = 0,48$
	$i_y = 150,11$	mm	$k_{oy} = 0,95$
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = -128,84$	kN	$\sigma_{c,0,d} = 1,03$ N/mm ²
	$M_3 = 70,88$	kN m	$\sigma_{m,3,d} = 6,55$ N/mm ²
	$M_2 = 10,06$	kN m	$\sigma_{m,2,d} = 2,02$ N/mm ²
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		$0,47 < 1$ VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		$0,35 < 1$ VERIFICA

COLONNE I = 5,8 m - APPOGGIO TRAVE			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l = 5.800$	mm	$l_{ox} = 5.800$ mm
	$b = 240$	mm	$l_{oy} = 5.800$ mm
	$h = 520$	mm	$\lambda_x = 84$
	$A = 124.800$	mm ²	$\lambda_y = 39$
	$W_3 = 10.816.000$	mm ³	$\lambda_{rel,x} = 1,36$
	$W_2 = 4.992.000$	mm ³	$\lambda_{rel,y} = 0,63$
	$f_{c,0,k} = 29,00$	N/mm ²	$k_x = 1,48$
	$f_{c,0,d} = 20,00$	N/mm ²	$k_y = 0,71$
	$i_x = 69,28$	mm	$k_{ox} = 0,48$
	$i_y = 150,11$	mm	$k_{oy} = 0,95$
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N = -38,52$	kN	$\sigma_{c,0,d} = 0,31$ N/mm ²
	$M_3 = -26,95$	kN m	$\sigma_{m,3,d} = 2,49$ N/mm ²
	$M_2 = -1,30$	kN m	$\sigma_{m,2,d} = 0,26$ N/mm ²
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		$0,15 < 1$ VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		$0,11 < 1$ VERIFICA

COLONNE $l = 5,8 \text{ m} - \text{TESTA}$			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.800 mm	$l_{ox} =$ 5.800 mm
	$b =$	240 mm	$l_{oy} =$ 5.800 mm
	$h =$	520 mm	$\lambda_x =$ 84
	$A =$	124.800 mm ²	$\lambda_y =$ 39
	$W_3 =$	10.816.000 mm ³	$\lambda_{rel,x} =$ 1,36
	$W_2 =$	4.992.000 mm ³	$\lambda_{rel,y} =$ 0,63
	$f_{c,0,k} =$	29,00 N/mm ²	$k_x =$ 1,48
	$f_{c,0,d} =$	20,00 N/mm ²	$k_y =$ 0,71
	$i_x =$	69,28 mm	$k_{c,x} =$ 0,48
	$i_y =$	150,11 mm	$k_{c,y} =$ 0,95
			$k_m =$ 0,7
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-44,79 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,36 N/mm ²
	$M_3 =$	-36,93 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 3,41 N/mm ²
	$M_2 =$	-0,15 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,03 N/mm ²
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,19 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,x} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,13 < 1 VERIFICA

TRAVI DI COPERTURA

TRAVI COPERTURA $l = 4,02\text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.020 mm	$W_3 =$ 3.733.333 mm ³
	$b =$	140 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$h =$	400 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$A =$	56.000 mm ²	$f_{c,0,d} =$ 20,00 N/mm ²
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 22,07 N/mm ²
	$k_n =$	1,04	$f_{v,d} =$ 2,62 N/mm ²
COMBINAZIONI GRUPPO 4 - $k_{mod} = 1,0$			
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
$N^*_{max} - M_3 - M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-39,57 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,34 N/mm ²
	$M_3 =$	-36,92 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 2,38 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,11 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,08 < 1 VERIFICA		
$N^* - M_{3max} - M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-27,66 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,49 N/mm ²
	$M_3 =$	16,22 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 4,34 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,20 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,14 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
$V2_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	22,77 kN m	$\tau_{2,d} =$ 0,61 N/mm ²
	$V_{3max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,d} =$ 0,00 N/mm ³
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$ VERIFICA		
	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$ VERIFICA		

Verifiche di stabilità

VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$I =$	4.020 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	140 mm	$k_n =$ 1,04
	$h =$	400 mm	$f_{m,d} =$ 22,07 N/mm ²
	$A =$	56.000 mm ²	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	3.733.333 mm ³	$f_{c,0,d} =$ 20,00 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-39,57 N	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,71 N/mm ²
	$M_3 =$	-38,92 N m	$\sigma_{m,d} =$ 9,89 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$I_0 =$	4.020 mm	$I_{EF} =$ 4.020 mm
	$\lambda =$	99,47	$\sigma_{m,crit} =$ 105,87 N/mm ²
	$\lambda_{rel,0} =$	1,62	$\lambda_{rel,m} =$ 0,55
	$k =$	1,88	$k_{crit,m} =$ 1,00
	$k_{crit,c} =$	0,35	
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$		
	0,30 < 1 VERIFICA		

Verifiche agli stati limite di esercizio

TRAVI COPERTURA $l = 4,02$ m			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	$I =$	4.020 mm	$J =$ 746.686.687 mm ³
	$b =$	140 mm	$g_k =$ 4,25 KN/m
	$h =$	400 mm	$q_k =$ 8,20 KN/m
	$A =$	56.000 mm ²	$K_{def} =$ 0,60
CALCOLO FRECCIE	Freccia Istantanea g_k	$u_{1,ist} =$ 1,63 mm	
	Freccia Istantanea q_k	$u_{2,ist} =$ 3,14 mm	
	Freccia Netta Finale	$u_{net,fin} =$ 6,13 mm	
LIMITI FRECCIA	$w_{2,inst,limite}$	$l/300 =$ 13,4 mm	
	$w_{net,fin,limite}$	$l/200 =$ 20,1 mm	
VERIFICA	$w_{2,inst} \leq l/300$	VERIFICA	
	$w_{net,fin} \leq l/200$	VERIFICA	

TRAVI PRINCIPALI

TRAVI PRINCIPALI l = 7,2 m				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	7.200	mm	$W_3 = 10.816.000 \text{ mm}^3$
	b =	240	mm	$f_{m,k} = 32,00 \text{ N/mm}^2$
	h =	520	mm	$f_{c,0,k} = 29,00 \text{ N/mm}^2$
	A =	124.800	mm ²	$f_{c,0,d} = 16,00 \text{ N/mm}^2$
	$k_m =$	0,7		$f_{m,d} = 17,66 \text{ N/mm}^2$
	$k_n =$	1,01		$f_{v,d} = 2,10 \text{ N/mm}^2$
COMBINAZIONI GRUPPO 2 - $k_{mod} = 0,8$				
VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE - MEZZERIA				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M^+_{3max} =$	181,12	kN m	$\sigma_{m,3,d} = 16,75 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,95 < 1	VERIFICA
	$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,66 < 1	VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO				
V_{2max}				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	99,95	kN m	$\tau_{2,d} = 1,20 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$			VERIFICA

Verifiche di stabilità

TRAVI PRINCIPALI l = 7,2 m				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l = 7.200 mm		W ₃ = 10.816.000 mm ³	
	b = 240 mm		f _{m,k} = 32,00 N/mm ²	
	h = 520 mm		f _{c,0,k} = 29,00 N/mm ²	
	A = 124.800 mm ²		f _{c,0,d} = 16,00 N/mm ²	
	k _m = 0,7		f _{m,d} = 17,66 N/mm ²	
	k _n = 1,01		f _{v,d} = 2,10 N/mm ²	
VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	M ₃ =	181,12 kN m	σ _{m,3,d} =	16,75 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE k _{crit,c}	I _{EF} =	6.480 mm	λ _{rel,m} =	0,46
	σ _{m,crit} =	148,00 N/mm ²	k _{crit,m} =	1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$		0,95 < 1	VERIFICA

Verifiche agli stati limite di esercizio

TRAVI PRINCIPALI l = 7,2 m				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	l =	7.200	mm	$J = 2.812.160.000 \text{ mm}^3$
	b =	240	mm	$g_k = 8,00 \text{ KN/m}$
	h =	520	mm	$q_k = 9,20 \text{ KN/m}$
	A =	124.800	mm ²	$K_{def} = 0,60$
CALCOLO FRECCIE	Freccia Istantanea g_k		$u_{1,ist} =$	7,85 mm
	Freccia Istantanea q_k		$u_{2,ist} =$	9,03 mm
	Freccia Netta Finale		$u_{net,fin} =$	22,68 mm
LIMITI FRECCIA	$w_{2,inst,limite}$		$l/300 =$	24 mm
	$w_{net,fin,limite}$		$l/200 =$	36 mm
VERIFICA	$w_{2,net} \leq l/300$		VERIFICA	
	$w_{net,fin} \leq l/200$		VERIFICA	

TRAVI SECONDARIE

TRAVI SECONDARIE $l = 4,2 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	160 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$h =$	280 mm	$f_{c,0,d} =$ 12,00 N/mm ²
	$A =$	44.800 mm ²	$f_{t,0,d} =$ 9,31 N/mm ³
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 13,24 N/mm ²
	$k_h =$	1,08	$f_{v,d} =$ 1,57 N/mm ²
	$W_2 =$	1.194.667 mm ²	
	$W_3 =$	2.090.667 mm ³	
COMBINAZIONI GRUPPO 1 - $k_{mod} = 0,6$			
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO			
N^+_{max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,58 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,01 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA			0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,58 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,01 N/mm ²
	$M_3 =$	5,99 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 2,87 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,13 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,09 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
$V2_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	5,78 kN m	$\tau_{2,d} =$ 0,19 N/mm ²
	$V_{3max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,d} =$ 0,00 N/mm ³
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA
	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA

Verifiche di stabilità

TRAVI SECONDARIE $l = 4,2 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	160 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$h =$	280 mm	$f_{c,0,d} =$ 12,00 N/mm ²
	$A =$	44.800 mm ²	$f_{t,0,d} =$ 9,31 N/mm ³
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 13,24 N/mm ²
	$k_h =$	1,08	$f_{v,d} =$ 1,57 N/mm ²
	$W_2 =$	1.194.667 mm ²	
	$W_3 =$	2.090.667 mm ³	
VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M_3 =$	5,99 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 2,87 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE $k_{crit,c}$	$l_{EF} =$	4.200 mm	$\lambda_{rel,m} =$ 0,41
	$\sigma_{m,crit} =$	189,08 N/mm ²	$k_{crit,m} =$ 1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$		0,22 < 1 VERIFICA

TRAVI DI COLMO $l = 5,0 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm^2
	$b =$	160 mm	$f_{o,0,k} =$ 29,00 N/mm^2
	$h =$	280 mm	$f_{o,0,d} =$ 12,00 N/mm^2
	$A =$	44.800 mm^2	$f_{t0,d} =$ 9,31 N/mm^2
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 13,24 N/mm^2
	$k_h =$	1,08	$f_{v,d} =$ 1,57 N/mm^2
	$W_2 =$	1.194.687 mm^2	
	$W_3 =$	2.090.687 mm^3	
VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M_3 =$	8,59 kN m	$\sigma_{m3,d} =$ 4,11 N/mm^2
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE $k_{crit,c}$	$l_{EF} =$	5.000 mm	$\lambda_{rel,m} =$ 0,45
	$\sigma_{m,crit} =$	158,83 N/mm^2	$k_{crit,m} =$ 1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$		0,31 < 1 VERIFICA

Verifiche agli stati limite di esercizio

TRAVI SECONDARIE $l = 4,2 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	$l =$	4.200 mm	$J =$ 292.693.333 mm^3
	$b =$	160 mm	$g_k =$ 1,07 KN/m
	$h =$	280 mm	$q_k =$ 1,25 KN/m
	$A =$	44.800 mm^2	$K_{def} =$ 0,60
CALCOLO FRECCE	Freccia Istantanea g_k	$u_{1,ist} =$	1,16 mm
	Freccia Istantanea q_k	$u_{2,ist} =$	1,35 mm
	Freccia Netta Finale	$u_{net,fin} =$	3,36 mm
LIMITI FRECCIA	$w_{2,inst,limite}$	$l/300 =$	14,0 mm
	$w_{net,fin,limite}$	$l/200 =$	21,0 mm
VERIFICA	$w_{2,inst} \leq l/300$	VERIFICA	
	$w_{net,fin} \leq l/200$	VERIFICA	

TRAVI SECONDARIE $l = 5,0 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	$l =$	5.000 mm	$J =$ 292.693.333 mm^3
	$b =$	160 mm	$g_k =$ 1,07 KN/m
	$h =$	280 mm	$q_k =$ 1,25 KN/m
	$A =$	44.800 mm^2	$K_{def} =$ 0,60
CALCOLO FRECCE	Freccia Istantanea g_k	$u_{1,ist} =$	2,28 mm
	Freccia Istantanea q_k	$u_{2,ist} =$	2,66 mm
	Freccia Netta Finale	$u_{net,fin} =$	6,62 mm
LIMITI FRECCIA	$w_{2,inst,limite}$	$l/300 =$	16,7 mm
	$w_{net,fin,limite}$	$l/200 =$	25,0 mm
VERIFICA	$w_{2,inst} \leq l/300$	VERIFICA	
	$w_{net,fin} \leq l/200$	VERIFICA	

TRAVI DI COLMO

TRAVI DI COLMO $l = 4,2 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	180 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$h =$	280 mm	$f_{c,0,\sigma} =$ 18,00 N/mm ²
	$A =$	44.800 mm ²	$f_{t,0,\sigma} =$ 13,97 N/mm ³
	$k_m =$	0,7	$f_{m,\sigma} =$ 19,86 N/mm ²
	$k_h =$	1,08	$f_{v,\sigma} =$ 2,36 N/mm ²
	$W_2 =$	1.194.667 mm ²	
	$W_3 =$	2.090.667 mm ³	
COMBINAZIONI GRUPPO 3 - $k_{mod} = 0,9$			
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO			
N^+_{max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	2,11 kN	$\sigma_{t0,\sigma} =$ 0,05 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA			0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	2,11 kN	$\sigma_{t0,\sigma} =$ 0,05 N/mm ²
	$M_3 =$	6,91 kN m	$\sigma_{m3,\sigma} =$ 3,31 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m2,\sigma} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,\sigma}}{f_{t,0,\sigma}} + \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,15 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,\sigma}}{f_{t,0,\sigma}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,10 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
$V2_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V2_{max} =$	6,66 kN m	$\tau_{2,\sigma} =$ 0,22 N/mm ²
	$V3_{max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,\sigma} =$ 0,00 N/mm ³
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,\sigma} \leq f_{v,\sigma}$		VERIFICA
	$\tau_{2,\sigma} \leq f_{v,\sigma}$		VERIFICA

TRAVI DI COLMO $l = 5,0\text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	180 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$h =$	280 mm	$f_{c,0,d} =$ 18,00 N/mm ²
	$A =$	44.800 mm ²	$f_{t,0,d} =$ 13,97 N/mm ³
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 19,86 N/mm ²
	$k_h =$	1,08	$f_{v,d} =$ 2,36 N/mm ²
	$W_2 =$	1.194.667 mm ²	
	$W_3 =$	2.090.667 mm ³	
COMBINAZIONI GRUPPO 3 - $k_{mod} = 0,9$			
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO			
N^+_{max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,87 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,02 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA			0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,87 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,02 N/mm ²
	$M_3 =$	9,91 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 4,74 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,21 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,15 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
$V2_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	7,93 kN m	$\tau_{2,d} =$ 0,27 N/mm ²
	$V_{3max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,d} =$ 0,00 N/mm ³
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA
	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA

Verifiche di stabilità

TRAVI DI COLMO $l = 4,2 \text{ m}$				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200	mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm^2
	$b =$	160	mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm^2
	$h =$	280	mm	$f_{c,0,d} =$ 18,00 N/mm^2
	$A =$	44.800	mm^2	$f_{t,0,d} =$ 13,97 N/mm^2
	$k_m =$	0,7		$f_{m,d} =$ 19,86 N/mm^2
	$k_n =$	1,08		$f_{v,d} =$ 2,36 N/mm^2
	$W_2 =$	1.194.667	mm^2	
	$W_3 =$	2.090.667	mm^3	
VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M_3 =$	6,91	kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 3,31 N/mm^2
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE $k_{crit,0}$	$l_{EF} =$	4.200	mm	$\lambda_{rel,m} =$ 0,41
	$\sigma_{m,crit} =$	189,08	N/mm^2	$k_{crit,m} =$ 1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$			0,17 < 1 VERIFICA

TRAVI DI COLMO $l = 5,0 \text{ m}$				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000	mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm^2
	$b =$	160	mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm^2
	$h =$	280	mm	$f_{c,0,d} =$ 18,00 N/mm^2
	$A =$	44.800	mm^2	$f_{t,0,d} =$ 13,97 N/mm^2
	$k_m =$	0,7		$f_{m,d} =$ 19,86 N/mm^2
	$k_n =$	1,08		$f_{v,d} =$ 2,36 N/mm^2
	$W_2 =$	1.194.667	mm^2	
	$W_3 =$	2.090.667	mm^3	
VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M_3 =$	9,91	kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 4,74 N/mm^2
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE $k_{crit,0}$	$l_{EF} =$	5.000	mm	$\lambda_{rel,m} =$ 0,45
	$\sigma_{m,crit} =$	158,83	N/mm^2	$k_{crit,m} =$ 1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$			0,24 < 1 VERIFICA

Verifiche agli stati limite di esercizio

TRAVI DI COLMO $l = 4,2 \text{ m}$				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	$l =$	4.200	mm	$J =$ 292.693.333 mm^4
	$b =$	160	mm	$g_k =$ 1,07 kN/m
	$h =$	280	mm	$q_k =$ 1,25 kN/m
	$A =$	44.800	mm^2	$K_{def} =$ 0,60
CALCOLO FRECCE	Freccia Istantanea g_k	$u_{1,ist} =$	1,16	mm
	Freccia Istantanea q_k	$u_{2,ist} =$	1,35	mm
	Freccia Netta Finale	$u_{net,fin} =$	3,36	mm
LIMITI FRECCIA	$w_{2,inst,limite}$	$l/300 =$	14	mm
	$w_{net,fin,limite}$	$l/200 =$	21	mm
VERIFICA	$w_{2,inst} \leq l/300$	VERIFICA		
	$w_{net,fin} \leq l/200$	VERIFICA		

TRAVI DI COLMO $l = 5,0\text{ m}$		
<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO</i>	$l = 5.000\text{ mm}$ $b = 160\text{ mm}$ $h = 280\text{ mm}$ $A = 44.800\text{ mm}^2$	$J = 292.693.333\text{ mm}^3$ $g_k = 1,07\text{ KN/m}$ $q_k = 1,25\text{ KN/m}$ $K_{def} = 0,60$
<i>CALCOLO FRECCE</i>	Freccia Istantanea g_k Freccia Istantanea q_k Freccia Netta Finale	$U_{1,ist} = 2,28\text{ mm}$ $U_{2,ist} = 2,66\text{ mm}$ $U_{net,fin} = 6,62\text{ mm}$
<i>LIMITI FRECCIA</i>	$W_{2,ist,limite}$ $W_{net,fin,limite}$	$l/300 = 16,7\text{ mm}$ $l/200 = 25\text{ mm}$
<i>VERIFICA</i>	$w_{2,ist} \leq l/300$ $w_{net,fin} \leq l/200$	VERIFICA VERIFICA

APPENDICE B: VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

COLONNE

COLONNE l = 5,8 m - PIEDE			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	5.800 mm	W ₃ = 10.816.000 mm ³
	b =	240 mm	W ₂ = 4.992.000 mm ³
	h =	520 mm	f _{c,0,d} = 33,35 N/mm ²
	A =	124.800 mm ²	f _{m,d} = 36,80 N/mm ²
	k _m =	0,7	f _{v,d} = 4,37 N/mm ²
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	β _n =	0,7 mm/min	b _{ef} = 142 mm
	t =	60 min	h _{ef} = 422 mm
	d _{char,n} =	42 mm	A _{ef} = 59.924 mm ²
	d ₀ =	7 mm	W _{3,ef} = 4.214.655 mm ³
	k ₀ =	1	W _{2,ef} = 1.418.201 mm ³
	d _{ef} =	49 mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
N ⁻ · M ₃ · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-82,10 kN	σ _{c,0,d} = 1,37 N/mm ²
	M ₃ =	16,99 kN m	σ _{m,3,d} = 4,03 N/mm ²
	M ₂ =	1,48 kN m	σ _{m,2,d} = 1,04 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,13 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,11 < 1 VERIFICA
N · M ⁺ _{3max} · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-75,70 kN	σ _{c,0,d} = 1,26 N/mm ²
	M ₃ =	-4,94 kN m	σ _{m,3,d} = 1,17 N/mm ²
	M ₂ =	-1,22 kN m	σ _{m,2,d} = 0,86 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,05 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,05 < 1 VERIFICA
N · M ⁺ _{3max} · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-74,67 kN	σ _{c,0,d} = 1,25 N/mm ²
	M ₃ =	25,96 kN m	σ _{m,3,d} = 6,16 N/mm ²
	M ₂ =	2,48 kN m	σ _{m,2,d} = 1,75 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,20 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,17 < 1 VERIFICA
N · M ₃ · M ⁺ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-42,31 kN	σ _{c,0,d} = 0,71 N/mm ²
	M ₃ =	-1,87 kN m	σ _{m,3,d} = 0,44 N/mm ²
	M ₂ =	-7,48 kN m	σ _{m,2,d} = 5,27 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,11 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,15 < 1 VERIFICA
N · M ₃ · M ⁺ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-34,02 kN	σ _{c,0,d} = 0,57 N/mm ²
	M ₃ =	25,12 kN m	σ _{m,3,d} = 5,96 N/mm ²
	M ₂ =	3,36 kN m	σ _{m,2,d} = 2,37 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,21 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,18 < 1 VERIFICA

COLONNE l = 5,8 m - APPOGGIO TRAVE			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	5.800 mm	W ₃ = 10.816.000 mm ³
	b =	240 mm	W ₂ = 4.992.000 mm ³
	h =	520 mm	f _{c,0,d} = 33,35 N/mm ²
	A =	124.800 mm ²	f _{m,d} = 36,80 N/mm ²
	k _m =	0,7	f _{v,d} = 4,37 N/mm ²
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	β _n =	0,7 mm/min	b _{ef} = 142 mm
	t =	60 min	h _{ef} = 422 mm
	d _{char,n} =	42 mm	A _{ef} = 59.924 mm ²
	d ₀ =	7 mm	W _{3,ef} = 4.214.655 mm ³
	k ₀ =	1	W _{2,ef} = 1.418.201 mm ³
	d _{ef} =	49 mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
N ⁻ · M ₃ · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-80,83 kN	σ _{c,0,d} = 1,35 N/mm ²
	M ₃ =	14,98 kN m	σ _{m,3,d} = 3,55 N/mm ²
	M ₂ =	0,18 kN m	σ _{m,2,d} = 0,13 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,10 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,07 < 1 VERIFICA		
N · M ⁻ _{3max} · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-74,43 kN	σ _{c,0,d} = 1,24 N/mm ²
	M ₃ =	-14,48 kN m	σ _{m,3,d} = 3,44 N/mm ²
	M ₂ =	0,43 kN m	σ _{m,2,d} = 0,30 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,10 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,07 < 1 VERIFICA		
N · M ⁺ _{3max} · M ₂			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-72,41 kN	σ _{c,0,d} = 1,21 N/mm ²
	M ₃ =	18,21 kN m	σ _{m,3,d} = 4,32 N/mm ²
	M ₂ =	0,32 kN m	σ _{m,2,d} = 0,23 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,12 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,09 < 1 VERIFICA		
N · M ₃ · M ⁻ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-41,03 kN	σ _{c,0,d} = 0,68 N/mm ²
	M ₃ =	-6,25 kN m	σ _{m,3,d} = 1,48 N/mm ²
	M ₂ =	-1,77 kN m	σ _{m,2,d} = 1,25 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,06 < 1 VERIFICA		
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$ 0,06 < 1 VERIFICA		
N · M ₃ · M ⁺ _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-33,19 kN	σ _{c,0,d} = 0,55 N/mm ²
	M ₃ =	8,59 kN m	σ _{m,3,d} = 2,04 N/mm ²
	M ₂ =	1,10 kN m	σ _{m,2,d} = 0,78 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$ 0,07 < 1 VERIFICA		
	$\frac{f_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} \leq 1$ 0,06 < 1 VERIFICA		

COLONNE I = 5,8 m - TESTA			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	I =	5.800 mm	$W_3 = 10.816.000 \text{ mm}^3$
	b =	240 mm	$W_2 = 4.992.000 \text{ mm}^3$
	h =	520 mm	$f_{c,0,d} = 33,35 \text{ N/mm}^2$
	A =	124.800 mm ²	$f_{m,d} = 36,80 \text{ N/mm}^2$
	$k_m =$	0,7	$f_{v,d} = 4,37 \text{ N/mm}^2$
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	$\beta_n =$	0,7 mm/min	$b_{ef} = 142 \text{ mm}$
	t =	60 min	$h_{ef} = 422 \text{ mm}$
	$d_{char,n} =$	42 mm	$A_{ef} = 59.924 \text{ mm}^2$
	$d_0 =$	7 mm	$W_{3,ef} = 4.214.655 \text{ mm}^3$
	$k_0 =$	1	$W_{2,ef} = 1.418.201 \text{ mm}^3$
	$d_{ef} =$	49 mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE			
$N^*_{max} - M^*_{3max} - M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-23,96 kN	$\sigma_{c,0,d} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
	$M_3 =$	-18,65 kN m	$\sigma_{m,3,d} = 4,43 \text{ N/mm}^2$
	$M_2 =$	0,05 kN m	$\sigma_{m,2,d} = 0,04 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,12 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,09 < 1 VERIFICA
$N - M^*_{3max} - M_2$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-23,13 kN	$\sigma_{c,0,d} = 0,39 \text{ N/mm}^2$
	$M_3 =$	16,48 kN m	$\sigma_{m,3,d} = 3,91 \text{ N/mm}^2$
	$M_2 =$	0,04 kN m	$\sigma_{m,2,d} = 0,03 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,11 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,08 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
$V2_{max} - V3_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_2 =$	13,66 kN m	$\tau_{2,d} = 0,34 \text{ N/mm}^2$
	$V_3 =$	0,76 kN m	$\tau_{3,d} = 0,02 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA
	$\tau_{3,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA

Verifiche di stabilità

COLONNE I = 5,8 m - PIEDE			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	I =	5.800 mm	$I_{ox} = 5.800 \text{ mm}$
	b _{ef} =	142 mm	$I_{oy} = 5.800 \text{ mm}$
	h _{ef} =	422 mm	$\lambda_x = 141$
	A _{ef} =	59.924 mm ²	$\lambda_y = 48$
	W _{3,ef} =	4.214.655 mm ³	$\lambda_{rel,x} = 2,30$
	W _{2,ef} =	1.418.201 mm ³	$\lambda_{rel,y} = 0,78$
	f _{c,0,k} =	29,00 N/mm ²	k _x = 3,25
	f _{c,0,d} =	33,35 N/mm ²	k _y = 0,82
	i _x =	40,99 mm	k _{ox} = 0,18
	i _y =	121,82 mm	k _{oy} = 0,01
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			k _m = 0,7
	N =	-74,67 kN	$\sigma_{c,0,d} = 1,25 \text{ N/mm}^2$
	M ₃ =	25,96 kN m	$\sigma_{m,3,d} = 6,16 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI STABILITA'	M ₂ =	2,48 kN m	$\sigma_{m,2,d} = 1,75 \text{ N/mm}^2$
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,41 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,21 < 1 VERIFICA

COLONNE I = 5,8 m - APPOGGIO TRAVE			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	I =	5.800 mm	$I_{ox} = 5.800 \text{ mm}$
	b _{ef} =	142 mm	$I_{oy} = 5.800 \text{ mm}$
	h _{ef} =	422 mm	$\lambda_x = 141$
	A _{ef} =	59.924 mm ²	$\lambda_y = 48$
	W _{3,ef} =	4.214.655 mm ³	$\lambda_{rel,x} = 2,30$
	W _{2,ef} =	1.418.201 mm ³	$\lambda_{rel,y} = 0,78$
	f _{c,0,k} =	29,00 N/mm ²	k _x = 3,25
	f _{c,0,d} =	33,35 N/mm ²	k _y = 0,82
	i _x =	40,99 mm	k _{ox} = 0,18
	i _y =	121,82 mm	k _{oy} = 0,01
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			k _m = 0,7
	N =	-72,41 kN	$\sigma_{c,0,d} = 1,21 \text{ N/mm}^2$
	M ₃ =	18,21 kN m	$\sigma_{m,3,d} = 4,32 \text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI STABILITA'	M ₂ =	0,32 kN m	$\sigma_{m,2,d} = 0,23 \text{ N/mm}^2$
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cy}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,32 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{cz}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,13 < 1 VERIFICA

COLONNE l = 5,8 m - TESTA			
VERIFICA DI STABILITA'			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	5.800 mm	$I_{Ox} =$ 5.800 mm
	$b_{ef} =$	142 mm	$I_{Oy} =$ 5.800 mm
	$h_{ef} =$	422 mm	$\lambda_x =$ 141
	$A_{ef} =$	59.924 mm ²	$\lambda_y =$ 48
	$W_{3,ef} =$	4.214.655 mm ³	$\lambda_{rel,x} =$ 2,30
	$W_{2,ef} =$	1.418.201 mm ³	$\lambda_{rel,y} =$ 0,78
	$f_{c,0,k} =$	29,00 N/mm ²	$k_x =$ 3,25
	$f_{c,0,d} =$	33,35 N/mm ²	$k_y =$ 0,82
	$i_x =$	40,99 mm	$k_{c,x} =$ 0,18
	$i_y =$	121,82 mm	$k_{c,y} =$ 0,91
			$k_m =$ 0,7
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-72,41 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 1,21 N/mm ²
	M ₃ =	18,21 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 4,32 N/mm ²
	M ₂ =	0,32 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,23 N/mm ²
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,32 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$		0,13 < 1 VERIFICA

TRAVI DI COPERTURA

TRAVI COPERTURA - l = 4,02 m						
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	4.020	mm	W ₃ =	3.733.333	mm ³
	b =	140	mm	f _{m,k} =	32,00	N/mm ²
	h =	400	mm	f _{c,0,k} =	29,00	N/mm ²
	A =	58.000	mm ²	f _{c,0,d} =	33,35	N/mm ²
	k _m =	0,7		f _{m,d} =	36,80	N/mm ²
	k _n =	1,04		f _{v,d} =	4,37	N/mm ²
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	β _n =	0,7	mm/min	b _{ef} =	42	mm
	t =	60	min	h _{ef} =	351	mm
	d _{char,n} =	42	mm	A _{ef} =	14.742	mm ²
	d ₀ =	7	mm	W _{3,ef} =	862.407	mm ³
	K ₀ =	1		W _{2,ef} =	103.194	mm ³
	d _{ef} =	49	mm			
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE						
N ⁺ _{max} - M ⁺ _{3max} - M ₂ - (APPOGGIO)						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-20,75	kN	σ _{c,0,d} =	1,41	N/mm ²
	M ₃ =	-18,65	kN m	σ _{m,3,d} =	21,63	N/mm ²
	M ₂ =	0,16	kN m	σ _{m,2,d} =	1,55	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,62 < 1	VERIFICA	
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,46 < 1	VERIFICA	
N ⁻ - M ⁺ _{3max} - M ₂ - (MEZZERIA)						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	N =	-12,96	kN	σ _{c,0,d} =	0,88	N/mm ²
	M ₃ =	8,33	kN m	σ _{m,3,d} =	9,66	N/mm ²
	M ₂ =	0,00	kN m	σ _{m,2,d} =	0,00	N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,26 < 1	VERIFICA	
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,18 < 1	VERIFICA	
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO						
V _{2max}						
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	V _{2max} =	12,70	kN m	τ _{2,d} =	0,34	N/mm ²
	V _{3max} =	0,21	kN m	τ _{3,d} =	0,01	N/mm ³
VERIFICA DI RESISTENZA	τ _{2,d} ≤ f _{v,d}			VERIFICA		
	τ _{2,d} ≤ f _{v,d}			VERIFICA		

Verifiche di stabilità

VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4,020 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	140 mm	$k_n =$ 1,04
	$h =$	400 mm	$f_{m,d} =$ 38,32 N/mm ²
	$A =$	58.000 mm ²	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	3.733.333 mm ³	$f_{c,0,d} =$ 33,35 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-12,96 N	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,23 N/mm ²
	$M_3 =$	8,33 N m	$\sigma_{m,d} =$ 2,23 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$l_0 =$	4,020 mm	$l_{ef} =$ 4,020 mm
	$\lambda =$	99,47	$\sigma_{crit} =$ 121,76 N/mm ²
	$\lambda_{rel,c} =$	1,51	$\lambda_{rel,m} =$ 0,51
	$k =$	1,70	$k_{crit,m} =$ 1,00
	$k_{crit,c} =$	0,40	
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$ 0,02 < 1 VERIFICA		

TRAVI PRINCIPALI

TRAVI PRINCIPALI l = 7,2 m			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	l =	7.200 mm	W ₃ = 10.816.000 mm ³
	b =	240 mm	f _{m,k} = 32,00 N/mm ²
	h =	520 mm	f _{c,0,k} = 29,00 N/mm ²
	A =	124.800 mm ²	f _{c,0,d} = 33,35 N/mm ²
	k _m =	0,7	f _{m,d} = 36,80 N/mm ²
	k _h =	1,01	f _{v,d} = 4,37 N/mm ²
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	β _n =	0,7 mm/min	b _{ef} = 142 mm
	t =	60 min	h _{ef} = 471 mm
	d _{char,n} =	42 mm	A _{ef} = 66.882 mm ²
	d ₀ =	7 mm	W _{3,ef} = 5.250.237 mm ³
	k ₀ =	1	W _{2,ef} = 1.582.874 mm ³
	d _{ef} =	49 mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	M ⁺ _{3max} =	93,94 kN m	σ _{m3,d} = 17,89 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{m3,d}}{f_{m3,d}} \leq 1$		0,49 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
V _{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	V _{2max} =	51,69 kN m	τ _{2,d} = 1,16 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA

Verifiche di stabilità

VERIFICA DI STABILITA' FLESSIONALE			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$M_3 =$	93,94 kN m	$\sigma_{m3,d} =$ 8,69 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE $k_{crit,c}$	$l_{EF} =$	7.200 mm	$\lambda_{rel,m} =$ 0,73
	$\sigma_{m,crit} =$	59,39 N/mm ²	$k_{crit,m} =$ 1,00
VERIFICA DI STABILITA'	$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$		0,24 < 1 VERIFICA

TRAVI SECONDARIE

TRAVI SECONDARIE $l = 5,0 \text{ m}$				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000	mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm^2
	$b =$	160	mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm^2
	$h =$	280	mm	$f_{c,0,d} =$ 33,35 N/mm^2
	$A =$	44.800	mm^2	$f_{t,0,d} =$ 25,88 N/mm^2
	$k_m =$	0,7		$f_{m,d} =$ 36,80 N/mm^2
	$k_h =$	1,08		$f_{v,d} =$ 4,37 N/mm^2
	$W_2 =$	1.194.667	mm^2	
	$W_3 =$	2.090.667	mm^3	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	$\beta_n =$	0,7	mm/min	$b_{ef} =$ 62 mm
	$t =$	60	min	$h_{ef} =$ 231 mm
	$d_{char,n} =$	42	mm	$A_{ef} =$ 14.322 mm^2
	$d_0 =$	7	mm	$W_{3,ef} =$ 551.397 mm^3
	$k_0 =$	1		$W_{2,ef} =$ 147.994 mm^3
	$d_{ef} =$	49	mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE - APPOGGIO				
N_{\max}				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,85	kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,05 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA				0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO				
N_{\max}^+				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,95	kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,07 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA				0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE - MEZZERIA				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,93	kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,06 N/mm^2
	$M_3 =$	5,13	kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 9,30 N/mm^2
	$M_2 =$	0,00	kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,25 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,18 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,79	kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,06 N/mm^2
	$M_3 =$	5,13	kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 9,30 N/mm^2
	$M_2 =$	0,00	kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,25 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			0,18 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO				
$V_{2 \max}$				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2 \max} =$	4,62	kN m	$\tau_{2,d} =$ 0,48 N/mm^2
	$V_{3 \max} =$	0,00	kN m	$\tau_{3,d} =$ 0,00 N/mm^3
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$			VERIFICA
	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$			VERIFICA

TRAVI SECONDARIE $l = 4,2\text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	160 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$h =$	280 mm	$f_{c,0,d} =$ 33,35 N/mm ²
	$A =$	44.800 mm ²	$f_{t,0,d} =$ 25,88 N/mm ²
	$k_m =$	0,7	$f_{m,d} =$ 0,00 N/mm ²
	$k_n =$	1,08	$f_{v,d} =$ 4,37 N/mm ²
	$W_2 =$	1.194.667 mm ²	
	$W_3 =$	2.090.667 mm ³	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	$\beta_n =$	0,7 mm/min	$b_{ef} =$ 62 mm
	$t =$	60 min	$h_{ef} =$ 231 mm
	$d_{char,n} =$	42 mm	$A_{ef} =$ 14.322 mm ²
	$d_0 =$	7 mm	$W_{3,ef} =$ 551.397 mm ³
	$k_0 =$	1	$W_{2,ef} =$ 147.994 mm ³
	$d_{ef} =$	49 mm	
	VERIFICA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE - APPOGGIO		
N_{max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,16 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,01 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	0,00 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO			
N_{max}^+			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,94 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,07 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	0,00 < 1 VERIFICA		
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,12 kN	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,01 N/mm ²
	$M_3 =$	4,02 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 7,29 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,20 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,14 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	0,21 kN	$\sigma_{t,0,d} =$ 0,01 N/mm ²
	$M_3 =$	4,02 kN m	$\sigma_{m,3,d} =$ 7,29 N/mm ²
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,20 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$		0,14 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
V_{2max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	1,29 kN m	$\tau_{2,d} =$ 0,14 N/mm ²
	$V_{3max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,d} =$ 0,00 N/mm ²
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA
	$\tau_{3,d} \leq f_{v,d}$		VERIFICA

Verifiche di stabilità

TRAVI SECONDARIE $l = 5,0 \text{ m}$				
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000 mm	$f_{m,k} =$	32,00 N/mm ²
	$b =$	62 mm	$k_h =$	1,10
	$h =$	231 mm	$f_{m,d} =$	40,48 N/mm ²
	$A =$	14.322 mm ²	$f_{c,0,k} =$	29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	551.397 mm ³	$f_{c,0,d} =$	33,35 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,93 N	$\sigma_{c,0,d} =$	0,06 N/mm ²
	$M_3 =$	5,13 N m	$\sigma_{m,d} =$	9,30 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$l_0 =$	5.000 mm	$l_{EF} =$	5.000 mm
	$\lambda =$	279,36	$\sigma_{m,crit} =$	33,24 N/mm ²
	$\lambda_{rel,c} =$	4,24	$\lambda_{rel,m} =$	0,98
	$k =$	9,68	$k_{crit,m} =$	1,04
	$k_{crit,c} =$	0,05		
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$			
	0,08 < 1 VERIFICA			

TRAVI SECONDARIE $l = 4,2 \text{ m}$				
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$	32,00 N/mm ²
	$b =$	62 mm	$k_h =$	1,10
	$h =$	231 mm	$f_{m,d} =$	40,48 N/mm ²
	$A =$	14.322 mm ²	$f_{c,0,k} =$	29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	551.397 mm ³	$f_{c,0,d} =$	33,35 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,12 N	$\sigma_{c,0,d} =$	0,01 N/mm ²
	$M_3 =$	4,02 N m	$\sigma_{m,d} =$	7,29 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$l_0 =$	4.200 mm	$l_{EF} =$	4.200 mm
	$\lambda =$	234,66	$\sigma_{m,crit} =$	39,58 N/mm ²
	$\lambda_{rel,c} =$	3,56	$\lambda_{rel,m} =$	0,90
	$k =$	7,00	$k_{crit,m} =$	1,24
	$k_{crit,c} =$	0,08		
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$			
	0,02 < 1 VERIFICA			

TRAVI DI COLMO

TRAVI DI COLMO $l = 4,2 \text{ m}$			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm^2
	$b =$	140 mm	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm^2
	$h =$	240 mm	$f_{c,0,\sigma} =$ 33,35 N/mm^2
	$A =$	33.600 mm^2	$f_{t,0,\sigma} =$ 25,88 N/mm^2
	$k_m =$	0,7	$f_{m,\sigma} =$ 36,80 N/mm^2
	$k_h =$	1,10	$f_{v,\sigma} =$ 4,37 N/mm^2
	$W_2 =$	784.000 mm^3	
	$W_3 =$	1.344.000 mm^3	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	$\beta_n =$	0,7 mm/min	$b_{ef} =$ 42 mm
	$t =$	60 min	$h_{ef} =$ 191 mm
	$d_{char,n} =$	42 mm	$A_{ef} =$ 8.022 mm^2
	$d_0 =$	7 mm	$W_{3,ef} =$ 255.387 mm^3
	$k_0 =$	1	$W_{2,ef} =$ 56.154 mm^3
	$d_{ef} =$	49 mm	
VERIFICA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE - APPOGGIO			
N_{max}			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,48 kN	$\sigma_{c,0,\sigma} =$ 0,06 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA			0,00 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE - APPOGGIO			
N_{max}^+			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	1,11 kN	$\sigma_{t,0,\sigma} =$ 0,14 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA			0,01 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,29 kN	$\sigma_{c,0,\sigma} =$ 0,04 N/mm^2
	$M_3 =$	3,65 kN m	$\sigma_{m,3,\sigma} =$ 14,29 N/mm^2
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,\sigma} =$ 0,00 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,\sigma}}{f_{c,0,\sigma}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,39 < 1 VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,\sigma}}{f_{c,0,\sigma}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,27 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE - MEZZERIA			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	1,11 kN	$\sigma_{t,0,\sigma} =$ 0,14 N/mm^2
	$M_3 =$	3,65 kN m	$\sigma_{m,3,\sigma} =$ 14,29 N/mm^2
	$M_2 =$	0,00 kN m	$\sigma_{m,2,\sigma} =$ 0,00 N/mm^2
VERIFICA DI RESISTENZA	$\frac{\sigma_{t,0,\sigma}}{f_{t,0,\sigma}} + \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,39 < 1 VERIFICA
	$\frac{\sigma_{t,0,\sigma}}{f_{t,0,\sigma}} + k_m \frac{\sigma_{m,3,\sigma}}{f_{m,3,\sigma}} + \frac{\sigma_{m,2,\sigma}}{f_{m,2,\sigma}} \leq 1$		0,27 < 1 VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO			
$V2_{max}$			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V2_{max} =$	0,39 kN m	$\tau_{2,\sigma} =$ 0,07 N/mm^2
	$V3_{max} =$	0,00 kN m	$\tau_{3,\sigma} =$ 0,00 N/mm^3
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,\sigma} \leq f_{v,\sigma}$		VERIFICA
	$\tau_{2,\sigma} \leq f_{v,\sigma}$		VERIFICA

TRAVI DI COLMO $l = 5,0\text{ m}$				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000	mm	$f_{m,k} = 32,00\text{ N/mm}^2$
	$b =$	140	mm	$f_{c,0,k} = 29,00\text{ N/mm}^2$
	$h =$	240	mm	$f_{c,0,d} = 33,35\text{ N/mm}^2$
	$A =$	33.800	mm ²	$f_{t,0,d} = 25,88\text{ N/mm}^2$
	$k_m =$	0,7		$f_{m,d} = 36,80\text{ N/mm}^2$
	$k_n =$	1,10		$f_{v,d} = 4,37\text{ N/mm}^2$
	$W_2 =$	784.000	mm ²	
	$W_3 =$	1.344.000	mm ³	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO (in presenza di incendio)	$\beta_n =$	0,7	mm/min	$b_{ef} = 42\text{ mm}$
	$t =$	80	min	$h_{ef} = 191\text{ mm}$
	$d_{char,n} =$	42	mm	$A_{ef} = 8.022\text{ mm}^2$
	$d_0 =$	7	mm	$W_{3,ef} = 255.367\text{ mm}^3$
	$k_0 =$	1		$W_{2,ef} = 56.154\text{ mm}^3$
	$d_{ef} =$	49	mm	
	VERIFICA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE - APPOGGIO			
N_{max}				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,23	kN	$\sigma_{c,0,d} = 0,03\text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA				$0,00 < 1$ VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE - MEZZERIA				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,14	kN	$\sigma_{c,0,d} = 0,02\text{ N/mm}^2$
	$M_3 =$	5,24	kN m	$\sigma_{m,3,d} = 20,52\text{ N/mm}^2$
	$M_2 =$	0,00	kN m	$\sigma_{m,2,d} = 0,00\text{ N/mm}^2$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			$0,56 < 1$ VERIFICA
	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,3,d}}{f_{m,3,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} \leq 1$			$0,39 < 1$ VERIFICA
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO - APPOGGIO				
V_{2max}				
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$V_{2max} =$	0,14	kN m	$\tau_{2,d} = 0,03\text{ N/mm}^2$
	$V_{3max} =$	0,00	kN m	$\tau_{3,d} = 0,00\text{ N/mm}^3$
VERIFICA DI RESISTENZA	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$			VERIFICA
	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$			VERIFICA

Verifiche di stabilità

TRAVI DI COLMO $l = 4,2 \text{ m}$			
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	4.200 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	42 mm	$k_h =$ 1,10
	$h =$	191 mm	$f_{m,d} =$ 40,48 N/mm ²
	$A =$	8.022 mm ²	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	255.367 mm ³	$f_{c,0,d} =$ 33,35 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,29 N	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,04 N/mm ²
	$M_3 =$	3,65 N m	$\sigma_{m,d} =$ 14,29 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$l_0 =$	4.200 mm	$l_{EF} =$ 4.200 mm
	$\lambda =$	348,41	$\sigma_{m,crit} =$ 21,97 N/mm ²
	$\lambda_{rel,0} =$	5,28	$\lambda_{rel,m} =$ 1,21
	$k =$	14,56	$k_{crit,m} =$ 0,69
	$k_{crit,c} =$	0,04	
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$		
	0,30 < 1 VERIFICA		

TRAVI DI COLMO $l = 5,0 \text{ m}$			
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOPRESSOINFLESSI			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO E RESISTENZE DI CALCOLO	$l =$	5.000 mm	$f_{m,k} =$ 32,00 N/mm ²
	$b =$	42 mm	$k_h =$ 1,10
	$h =$	191 mm	$f_{m,d} =$ 40,48 N/mm ²
	$A =$	8.022 mm ²	$f_{c,0,k} =$ 29,00 N/mm ²
	$W_3 =$	255.367 mm ³	$f_{c,0,d} =$ 33,35 N/mm ²
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	$N =$	-0,14 N	$\sigma_{c,0,d} =$ 0,02 N/mm ²
	$M_3 =$	5,24 N m	$\sigma_{m,d} =$ 20,52 N/mm ²
DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI $k_{crit,m}$ e $k_{crit,c}$	$l_0 =$	5.000 mm	$l_{EF} =$ 5.000 mm
	$\lambda =$	412,39	$\sigma_{m,crit} =$ 18,45 N/mm ²
	$\lambda_{rel,0} =$	6,26	$\lambda_{rel,m} =$ 1,32
	$k =$	20,37	$k_{crit,m} =$ 0,58
	$k_{crit,c} =$	0,03	
VERIFICA DI STABILITA' PER ELEMENTI PRESSOINFLESSI	$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$		
	0,79 < 1 VERIFICA		

APPENDICE C: VERIFICHE DI RESISTENZA ELEMENTI IN ACCIAIO

COLONNE

Sezione di base

VERIFICA A COMPRESSIONE					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-345,04	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$N_{o,Rd} =$	1.185,12	KN
VERIFICA	$N_{ed} / N_{o,Rd} < 1$		0,29	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TRAZIONE					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	328,65	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$N_{t,Rd} =$	1.185,12	KN
VERIFICA	$N_{ed} / N_{t,Rd} < 1$		0,28	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	0,74	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{o,Rd} =$	684,23	KN
VERIFICA	TAGLIO		0,03	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,02	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	-4,65 KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{o,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO		0,01	< 1 VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,01	< 1 VERIFICA

Verifiche di Stabilità

VERIFICA INSTABILITA' A COMPRESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	$g =$	38,00	daN/m	$I_y =$ 25.100.000 mm ⁴
	$b =$	180	mm	$i_y =$ 74,50 mm
	$h =$	171	mm	$W_y =$ 293.600,00 mm ³
	$t_w =$	6	mm	$W_{ply} =$ 324.900,00 mm ³
	$t_f =$	9,5	mm	$I_z =$ 9.248.000 mm ⁴
	$r =$	15	mm	$i_z =$ 45,20 mm
	$A =$	4.525	mm ²	$W_z =$ 102.700,00 mm ³
				$W_{pl,z} =$ 156.500,00 mm ³
				$J_T =$ 148.000 mm ⁴
				$J_w =$ 60.210.000.000 mm ⁶
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$ 1,05
SNELLEZZA	$L_y =$	5.800	mm	$L_z =$ 5.800 mm
	$\beta_y =$	1		$\beta_z =$ 1
	$L_{oy} =$	5.800	mm	$L_{oz} =$ 5.800 mm
	$\lambda_y =$	77,85	< 200	$\lambda_z =$ 128,32 < 200
CARICO CRITICO EULERIANO	$N_{CR,y} =$	1.545.801,53	N	$N_{CR,z} =$ 569.007,59 N
COEFFICIENTI	$k_c =$	0,94		$\lambda_{LT,0} =$ 0,4
	$f =$	0,96		$\alpha_{y-y} =$ 0,34
	$\beta =$	1		$\alpha_{z-z} =$ 0,49
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	$\lambda_y =$	0,90		$\lambda_z =$ 1,48
COEFFICIENTI	$\Phi_y =$	0,99		$\Phi_z =$ 1,86
FATTORI DI RIDUZIONE	$\chi_y =$	0,72		$\chi_z =$ 0,34
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-345.040,00 N
RESISTENZA ALL'INSTABILITA'	$N_{b,y,Rd} =$	847.484,56	N	$N_{b,z,Rd} =$ 397.393,93 N
VERIFICA	ASSE Y		0,41	< 1 VERIFICA
	ASSE Z		0,87	< 1 VERIFICA

Sezione h=3,3 metri

VERIFICA A COMPRESSIONE					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{MO} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-328,65 KN
RESISTENZE DI CALCOLO				$N_{c,Rd} =$	1.185,12 KN
VERIFICA	$N_{ed} / N_{c,Rd} < 1$		0,28	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TRAZIONE					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{MO} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	345,04 KN
RESISTENZE DI CALCOLO				$N_{t,Rd} =$	1.185,12 KN
VERIFICA	$N_{ed} / N_{t,Rd} < 1$		0,29	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASIALE - M_2^{MAX}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-29,42 KN
				$M_{Y,ed} =$	0,39 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-18,63 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,02
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	84,01 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,46	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-24,38	KN
			$M_{Y,ed} =$	0,02	KNm
			$M_{Z,ed} =$	10,25	KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12	KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09	KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99	KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,02	
			$a =$	0,24	
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	84,37	KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99	KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,25	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-16,58	KN
			$M_{Y,ed} =$	-8,21	KNm
			$M_{Z,ed} =$	-8,26	KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12	KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09	KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99	KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,01	
			$a =$	0,24	
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	84,94	KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99	KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,27	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-13,05	KN
			$M_{Y,ed} =$	6,15	KNm
			$M_{Z,ed} =$	8,31	KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12	KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09	KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99	KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,01	
			$a =$	0,24	
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	85,20	KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99	KN/m
VERIFICA			0,27	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$V_{ed} =$	0,27 KN
RESISTENZE DI CALCOLO				$V_{o,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO			0,00 < 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO			0,00 < 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$V_{ed} =$	16,99 KN
RESISTENZE DI CALCOLO				$V_{o,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO			0,02 < 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO			0,02 < 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g = 38,00 daN/m b = 180 mm h = 171 mm t _w = 6 mm t _f = 9,5 mm r = 15 mm A = 4.525 mm ²	I _y = 25.100.000 mm ⁴ i _y = 74,50 mm W _y = 293.600,00 mm ³ W _{pl,y} = 324.900,00 mm ³ I _z = 9.246.000 mm ⁴ i _z = 45,20 mm W _z = 102.700,00 mm ³ W _{pl,z} = 156.500,00 mm ³ J _T = 148.000 mm ⁴ J _w = 60.210.000.000 mm ⁶		
CARATTERISTICHE MATERIALE	f _{yk} = 275 N/mm ² f _{tk} = 430 N/mm ²	E = 210.000 N/mm ² G = 8076,9		
SNELLEZZA	L _y = 5.800 mm β _y = 1 L _{oy} = 5.800 mm λ _y = 77,85 < 200	L _z = 5.800 mm β _z = 1 L _{oz} = 5.800 mm λ _z = 128,32 < 200		
CARICO CRITICO EULERIANO	N _{CR,y} = 1.545.801,53 N	N _{CR,y} = 569.007,59 N		
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	ψ = 1 EJ _y = 5,271E+12 N/mm ² GJ _t = 74679017400 N/mm ² EJω = 1,26441E+16 N/mm ⁴ γ _{M1} = 1,05	M _{cr} = 347988071 N mm		
COEFFICIENTI	k _c = 0,9 f = 0,96 β = 1,00 λ _{LT,0} = 0,40	α _{v-v} = 0,34 α _{z-z} = 0,49 α _{LT} = 0,34		
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	λ _y = 0,90 λ _z = 1,48	λ _{LT} = 0,48		
COEFFICIENTI	Φ _y = 0,92 Φ _z = 1,61	Φ _{LT} = 0,63		
FATTORI DI RIDUZIONE	χ _v = 0,91 χ _z = 0,45 χ _{min} = 0,45	χ _{LT} = 1,01		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	α _{mv} = 0,9 α _{mz} = 0,9	α _{mLT} = 0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	K _{vy} = 0,92 K _{yz} = 0,56	K _{zy} = 0,55 K _{zz} = 0,93		
SOLLECITAZIONI		N _{Ed} = 29.420,00 N M _{y,Ed} = 390000 Nmm M _{z,Ed} = 18630000 Nmm		
VERIFICA	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,42 < 1		VERIFICATO
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,70 < 1		VERIFICATO

Sezione di testa h=5,5 metri

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N^{MAX-} - M_2^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-23,79 KN
				$M_{y,ed} =$	0,03 KNm
				$M_{z,ed} =$	-12,47 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,02
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,y,Rd} =$	84,42 KN/m
				$M_{N,z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) \leq 1$			0,30	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-21,55 KN
				$M_{y,ed} =$	0,03 KNm
				$M_{z,ed} =$	15,65 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,02
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,y,Rd} =$	84,58 KN/m
				$M_{N,z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) \leq 1$			0,38	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-11,26 KN
				$M_{Y,ed} =$	-1,00 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-7,71 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	85,33 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,20	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-7,73 KN
				$M_{Y,ed} =$	0,99 KNm
				$M_{Z,ed} =$	7,75 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	85,58 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,20	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$V_{ed} =$	-2,41 KN
RESISTENZE DI CALCOLO				$V_{c,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO			0,00	< 1 VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO			0,00	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$V_{ed} =$ -14,02 KN			
RESISTENZE DI CALCOLO	$V_{o,Rd} =$ 684,23 KN			
VERIFICA	TAGLIO		0,02 < 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,02 < 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g = 36,00 daN/m b = 180 mm h = 171 mm t _w = 6 mm t _r = 9,5 mm r = 15 mm A = 4.525 mm ²	I _y = 25.100.000 mm ⁴ i _y = 74,50 mm W _y = 293.600,00 mm ³ W _{pl,y} = 324.900,00 mm ³ I _z = 9.246.000 mm ⁴ i _z = 45,20 mm W _z = 102.700,00 mm ³ W _{pl,z} = 156.500,00 mm ³ J _T = 148.000 mm ⁴ J _w = 60.210.000.000 mm ⁶		
CARATTERISTICHE MATERIALE	f _{yk} = 275 N/mm ² f _{tk} = 430 N/mm ²	E = 210.000 N/mm ² G = 8076,9		
SNELLEZZA	L _y = 5.800 mm β _y = 1 L _{oy} = 5.800 mm λ _y = 77,85 < 200	L _z = 5.800 mm β _z = 1 L _{oz} = 5.800 mm λ _z = 128,32 < 200		
CARICO CRITICO EULERIANO	N _{CR,y} = 1.545.801,53 N	N _{CR,y} = 569.007,59 N		
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	ψ = 1 EJ _y = 5,271E+12 N/mm ² GJ _t = 74679017400 N/mm ² EJω = 1,26441E+16 N/mm ⁴ γ _{M1} = 1,05	M _{cr} = 347988071 N mm		
COEFFICIENTI	k _c = 0,9 f = 0,96 β = 1,00 λ _{LT,0} = 0,40	α _{y-y} = 0,34 α _{z-z} = 0,49 α _{LT} = 0,34		
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	λ _y = 0,90 λ _z = 1,48	λ _{LT} = 0,48		
COEFFICIENTI	Φ _y = 0,92 Φ _z = 1,61	Φ _{LT} = 0,63		
FATTORI DI RIDUZIONE	χ _y = 0,91 χ _z = 0,45 χ _{min} = 0,45	χ _{LT} = 1,01		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	α _{my} = 0,9 α _{mz} = 0,9	α _{mLT} = 0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	K _{yy} = 0,91 K _{yz} = 0,55	K _{zy} = 0,55 K _{zz} = 0,92		
SOLLECITAZIONI		N _{Ed} = 21.550,00 N M _{y,Ed} = 30000 Nmm M _{z,Ed} = 15650000 Nmm		
VERIFICA	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,34 < 1	VERIFICATO	
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,58 < 1	VERIFICATO	

TRAVI DI COPERTURA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N^{MAX-} ; M_3^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-21,14 KN
				$M_{Y,ed} =$	-15,07 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-0,06 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,02
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	84,81 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,18	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TENSOFLESSIONE BIASSIALE - N^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	2,48 KN
				$M_{Y,ed} =$	-4,64 KNm
				$M_{Z,ed} =$	0,17 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,00
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	85,96 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,06	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-14,54 KN
				$M_{Y,ed} =$	5,36 KNm
				$M_{Z,ed} =$	0,02 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,24
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	85,09 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,06	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	16,48	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{c,Rd} =$	684,23	KN
VERIFICA	TAGLIO		0,02	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,02	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	0,85	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{c,Rd} =$	684,23	KN
VERIFICA	TAGLIO		0,00	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,00	< 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g =	36,00	daN/m	$I_y = 25.100.000 \text{ mm}^4$
	b =	180	mm	$i_y = 74,50 \text{ mm}$
	h =	171	mm	$W_y = 293.600,00 \text{ mm}^3$
	$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} = 324.900,00 \text{ mm}^3$
	$t_f =$	9,5	mm	$I_z = 9.246.000 \text{ mm}^4$
	r =	15	mm	$i_z = 45,20 \text{ mm}$
	A =	4.525	mm ²	$W_z = 102.700,00 \text{ mm}^3$
				$W_{pl,z} = 156.500,00 \text{ mm}^3$
CARATTERISTICHE MATERIALE				$J_T = 148.000 \text{ mm}^4$
				$J_w = 60.210.000.000 \text{ mm}^8$
	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	E = 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	G = 8076,9
SNELLEZZA	$L_y =$	3.450	mm	$L_z = 3.450 \text{ mm}$
	$\beta_y =$	1		$\beta_z = 1$
	$L_{oy} =$	3.450	mm	$L_{oz} = 3.450 \text{ mm}$
	$\lambda_y =$	46,31	< 200	$\lambda_z = 76,33 < 200$
CARICO CRITICO EULERIANO	$N_{CR,y} =$	4.368.894,22	N	$N_{CR,y} = 1.608.184,43 \text{ N}$
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	$\psi =$	1		$M_{cr} = 609757098 \text{ N mm}$
	$EJ_y =$	5,271E+12	N/mm ²	
	$GJ_t =$	74679017400	N/mm ²	
	$EJ\omega =$	1,26441E+16	N/mm ⁴	
	$\gamma_{M1} =$	1,05		
COEFFICIENTI	$k_c =$	0,9		$\alpha_{v-v} = 0,34$
	f =	0,97		$\alpha_{z-z} = 0,49$
	$\beta =$	1,00		$\alpha_{LT} = 0,34$
	$\lambda_{LT,0} =$	0,40		
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	$\lambda_y =$	0,53		$\lambda_{LT} = 0,36$
	$\lambda_z =$	0,88		
COEFFICIENTI	$\Phi_y =$	0,64		$\Phi_{LT} = 0,56$
	$\Phi_z =$	0,88		
FATTORI DI RIDUZIONE	$\chi_y =$	1,02		$\chi_{LT} = 1,05$
	$\chi_z =$	1,08		
	$\chi_{min} =$	1,02		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	$\alpha_{my} =$	0,9		$\alpha_{mLT} = 0,9$
	$\alpha_{mz} =$	0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	$K_{yy} =$	0,91		$K_{zy} = 0,54$
	$K_{yz} =$	0,55		$K_{zz} = 0,91$
SOLLECITAZIONI				$N_{Ed} = 21.140,00 \text{ N}$
				$M_{y,Ed} = 15070000 \text{ Nmm}$
				$M_{z,Ed} = 60000 \text{ Nmm}$
VERIFICA	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,19 < 1 VERIFICATO
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,12 < 1 VERIFICATO

a

Per quanto riguarda le travi di copertura, è stata effettuata anche una verifica ad'instabilità dell'ala fuori piano, considerando come sforzo sollecitante :

$$N_{Ed} = \frac{\omega N}{100}$$

dove ω è un coefficiente amplificativo, funzione del tipo di profilo.

VERIFICA INSTABILITA' A COMPRESSIONE ALA - $\Omega N/100$				
<i>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO</i>			b = 180 mm h = 9,5 mm A = 4.525 mm ² I _y = 12.881 mm ⁴ i _y = 1,69 mm I _z = 4.617.000 mm ⁴ i _z = 31,94 mm	
<i>CARATTERISTICHE MATERIALE</i>	f _{yk} = 275 N/mm ² f _{tk} = 430 N/mm ²		E = 210.000 N/mm ² γ _{M1} = 1,05	
<i>SNELLEZZA</i>	L _y = 5.800 mm β _y = 1 L _{oy} = 5.800 mm λ _y = 3.440,38 < 200		L _z = 5.800 mm β _z = 1 L _{oz} = 5.800 mm λ _z = 181,58 < 200	
<i>CARICO CRITICO EULERIANO</i>	N _{CR,y} = 791,56 N		N _{CR,z} = 284.172,78 N	
<i>COEFFICIENTI</i>	k _c = 0,94 f = 0,96 β = 1		λ _{LT,0} = 0,4 α _{y-y} = 0,34 α _{z-z} = 0,49	
<i>COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE</i>	λ _y = 39,65		λ _z = 2,09	
<i>COEFFICIENTI</i>	Φ _y = 793,20		Φ _z = 3,10	
<i>FATTORI DI RIDUZIONE</i>	χ _y = 0,00		χ _z = 0,19	
<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>			N _{Ed} = 317,7 N	
<i>RESISTENZA ALL'INSTABILITA'</i>	N _{b,y,Rd} = 747,52 N		N _{b,z,Rd} = 219.591,24 N	
<i>VERIFICA</i>	ASSE Y	0,43 < 1		VERIFICA
	ASSE Z	0,00 < 1		VERIFICA

MONTANTI CENTRALI

VERIFICA A COMPRESSIONE					
<i>CARATTERISTICHE MATERIALE</i>	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>				$N_{ed} =$	-18,79 KN
<i>RESISTENZE DI CALCOLO</i>				$N_{o,Rd} =$	1.185,12 KN
<i>VERIFICA</i>				0,02 < 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX-}					
<i>CARATTERISTICHE MATERIALE</i>	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>				$N_{ed} =$	-7,23 KN
				$M_{Y,ed} =$	-2,22 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-1,54 KNm
<i>RESISTENZE PLASTICHE</i>				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
<i>COEFFICIENTI</i>				$n =$	0,01
				$a =$	0,58
<i>RESISTENZE DI CALCOLO</i>				$M_{N,Y,Rd} =$	87,10 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
<i>VERIFICA</i>				0,06 < 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX+}					
<i>CARATTERISTICHE MATERIALE</i>	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
<i>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO</i>				$N_{ed} =$	-8,63 KN
				$M_{Y,ed} =$	2,33 KNm
				$M_{Z,ed} =$	0,00 KNm
<i>RESISTENZE PLASTICHE</i>				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
<i>COEFFICIENTI</i>				$n =$	0,01
				$a =$	0,58
<i>RESISTENZE DI CALCOLO</i>				$M_{N,Y,Rd} =$	87,00 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
<i>VERIFICA</i>	$(M_{Y,ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,03 < 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX-}				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-5,74 KN
			$M_{Y,ed} =$	-0,87 KNm
			$M_{Z,ed} =$	-2,19 KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,00
			$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	87,21 KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,04	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX+}				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-7,02 KN
			$M_{Y,ed} =$	0,70 KNm
			$M_{Z,ed} =$	4,63 KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,01
			$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	87,12 KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,12	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	0,60 KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{c,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO	0,00	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO	0,00	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$V_{ed} =$ -5,34 KN			
RESISTENZE DI CALCOLO	$V_{o,Rd} =$ 684,23 KN			
VERIFICA	TAGLIO		0,01 < 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,01 < 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A COMPRESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g =	36,00	daN/m	$I_y = 25.100.000 \text{ mm}^4$
	b =	180	mm	$i_y = 74,50 \text{ mm}$
	h =	171	mm	$W_y = 293.600,00 \text{ mm}^3$
	$t_w =$	6	mm	$W_{pl,y} = 324.900,00 \text{ mm}^3$
	$t_f =$	9,5	mm	$I_z = 9.246.000 \text{ mm}^4$
	r =	15	mm	$i_z = 45,20 \text{ mm}$
	A =	4.525	mm ²	$W_z = 102.700,00 \text{ mm}^3$
				$W_{pl,z} = 156.500,00 \text{ mm}^3$
				$J_T = 148.000 \text{ mm}^4$
				$J_w = 60.210.000.000 \text{ mm}^8$
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	E = 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} = 1,05$
SNELLEZZA	$L_y =$	6.900	mm	$L_z = 6.900 \text{ mm}$
	$\beta_y =$	1		$\beta_z = 1$
	$L_{oy} =$	6.900	mm	$L_{oz} = 6.900 \text{ mm}$
	$\lambda_y =$	92,62	< 200	$\lambda_z = 152,65 < 200$
CARICO CRITICO EULERIANO	$N_{CR,y} =$	1.082.223,56	N	$N_{CR,z} = 402.046,11 \text{ N}$
COEFFICIENTI	$k_r =$	0,94		$\lambda_{1T,0} = 0,4$
	f =	0,96		$\alpha_{y-y} = 0,34$
	$\beta =$	1		$\alpha_{z-z} = 0,49$
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	$\lambda_y =$	1,07		$\lambda_z = 1,76$
COEFFICIENTI	$\Phi_y =$	1,18		$\Phi_z = 2,38$
FATTORI DI RIDUZIONE	$\chi_y =$	0,59		$\chi_z = 0,25$
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$N_{ed} = 18.790,00 \text{ N}$			
RESISTENZA ALL'INSTABILITA'	$N_{D,y,Rd} =$	699.830,02	N	$N_{D,z,Rd} = 297.444,23 \text{ N}$
VERIFICA	ASSE Y		0,03 < 1	VERIFICA
	ASSE Z		0,06 < 1	VERIFICA

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g = 38,00 daN/m b = 180 mm h = 171 mm t _w = 6 mm t _r = 9,5 mm r = 15 mm A = 4.525 mm ²	I _y = 25.100.000 mm ⁴ i _y = 74,50 mm W _y = 293.600,00 mm ³ W _{pl,y} = 324.900,00 mm ³ I _z = 9.248.000 mm ⁴ i _z = 45,20 mm W _z = 102.700,00 mm ³ W _{pl,z} = 156.500,00 mm ³ J _T = 148.000 mm ⁴ J _w = 60.210.000.000 mm ⁶		
CARATTERISTICHE MATERIALE	f _{yk} = 275 N/mm ² f _{tk} = 430 N/mm ²	E = 210.000 N/mm ² G = 8076,9		
SNELLEZZA	L _y = 6.900 mm β _y = 1 L _{oy} = 6.900 mm λ _y = 92,62 < 200	L _z = 6.900 mm β _z = 1 L _{oz} = 6.900 mm λ _z = 152,65 < 200		
CARICO CRITICO EULERIANO	N _{CR,y} = 1.092.223,56 N	N _{CR,y} = 402.046,11 N		
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	ψ = 1 EJ _y = 5,271E+12 N/mm ² GJ _t = 74679017400 N/mm ² EJω = 1,26441E+16 N/mm ⁴ γ _{M1} = 1,05	M _{cr} = 290475681 N mm		
COEFFICIENTI	k _c = 0,9 f = 0,96 β = 1,00 λ _{LT,0} = 0,40	α _{v-v} = 0,34 α _{z-z} = 0,49 α _{LT} = 0,34		
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	λ _y = 1,07 λ _z = 1,76	λ _{LT} = 0,53		
COEFFICIENTI	Φ _y = 1,09 Φ _z = 2,07	Φ _{LT} = 0,66		
FATTORI DI RIDUZIONE	χ _y = 0,76 χ _z = 0,32 χ _{min} = 0,32	χ _{LT} = 0,99		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	α _{my} = 0,9 α _{mz} = 0,9	α _{mLT} = 0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	K _{yy} = 0,91 K _{yz} = 0,55	K _{zy} = 0,54 K _{zz} = 0,91		
SOLLECITAZIONI		N _{Ed} = 7.020,00 N M _{y,Ed} = 700000 Nmm M _{z,Ed} = 4630000 Nmm		
VERIFICA	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,11 < 1	VERIFICATO	
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,18 < 1	VERIFICATO	

TRAVERSE LATERALI

Verifiche di Resistenza

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N ^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-7,02 KN
				$M_{y,ed} =$	-0,80 KNm
				$M_{z,ed} =$	0,22 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	87,12 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,01	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N ^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	7,08 KN
				$M_{y,ed} =$	1,92 KNm
				$M_{z,ed} =$	-0,40 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	87,11 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,03	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX+}				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	1,72 KN
			$M_{Y,ed} =$	12,22 KNm
			$M_{Z,ed} =$	0,29 KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,00
			$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	87,51 KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,15	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX-}				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$N_{ed} =$	-1,40 KN
			$M_{Y,ed} =$	-2,60 KNm
			$M_{Z,ed} =$	-1,15 KNm
RESISTENZE PLASTICHE			$N_{pl,Rd} =$	1.185,12 KN
			$M_{pl,Y,Rd} =$	85,09 KNm
			$M_{pl,Z,Rd} =$	40,99 KNm
COEFFICIENTI			$n =$	0,00
			$a =$	0,58
RESISTENZE DI CALCOLO			$M_{N,Y,Rd} =$	87,53 KN/m
			$M_{N,Z,Rd} =$	40,99 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,06	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2				
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$ 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$ 1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	16,87 KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{c,Rd} =$	684,23 KN
VERIFICA	TAGLIO		0,02	< 1 VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,02	< 1 VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO			$V_{ed} =$	1,82	KN
RESISTENZE DI CALCOLO			$V_{o,Rd} =$	684,23	KN
VERIFICA	TAGLIO		0,00	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,00	< 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g = 36,00 daN/m b = 180 mm h = 171 mm t _w = 6 mm t _f = 9,5 mm r = 15 mm A = 4.525 mm ²	I _y = 25.100.000 mm ⁴ i _y = 74,50 mm W _y = 293.600,00 mm ³ W _{pl,y} = 324.900,00 mm ³ I _z = 9.246.000 mm ⁴ i _z = 45,20 mm W _z = 102.700,00 mm ³ W _{pl,z} = 158.500,00 mm ³ J _T = 148.000 mm ⁴ J _w = 60.210.000.000 mm ⁸		
CARATTERISTICHE MATERIALE	f _{yk} = 275 N/mm ² f _{tk} = 430 N/mm ²	E = 210.000 N/mm ² G = 8078,9		
SNELLEZZA	L _y = 3.150 mm β _y = 1 L _{oy} = 3.150 mm λ _y = 42,28 < 200	L _z = 3.150 mm β _z = 1 L _{oz} = 3.150 mm λ _z = 69,69 < 200		
CARICO CRITICO EULERIANO	N _{CR,y} = 5.240.691,71 N	N _{CR,y} = 1.929.091,98 N		
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	ψ = 1 EJ _y = 5,271E+12 N/mm ² GJ _t = 74679017400 N/mm ² EJω = 1,26441E+16 N/mm ⁴ γ _{M1} = 1,05	M _{cr} = 675975274 N mm		
COEFFICIENTI	k _c = 0,9 f = 0,97 β = 1,00 λ _{LT,0} = 0,40	α _{v-v} = 0,34 α _{z-z} = 0,49 α _{LT} = 0,34		
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	λ _y = 0,49 λ _z = 0,80	λ _{LT} = 0,35		
COEFFICIENTI	Φ _y = 0,61 Φ _z = 0,81	Φ _{LT} = 0,55		
FATTORI DI RIDUZIONE	χ _y = 1,03 χ _z = 1,06 χ _{min} = 1,03	χ _{LT} = 1,05		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	α _{my} = 0,9 α _{mz} = 0,9	α _{mLT} = 0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	K _{yy} = 0,90 K _{yz} = 0,54	K _{zy} = 0,54 K _{zz} = 0,90		
SOLLECITAZIONI		N _{Ed} = 1.720,00 N M _{y,Ed} = 12220000 Nmm M _{z,Ed} = 290000 Nmm		
VERIFICA	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$	0,14 < 1	VERIFICATO	
		0,09 < 1	VERIFICATO	

TRAVI DI SOSTEGNO PASSERELLA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N ^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-4,39 KN
				$M_{Y,ed} =$	2,34 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-3,54 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,67 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,30	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - N ^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	3,39 KN
				$M_{Y,ed} =$	7,76 KNm
				$M_{Z,ed} =$	4,62 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,01
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,72 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,54	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M ₃ ^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-0,50 KN
				$M_{Y,ed} =$	13,32 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-1,98 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,00
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,86 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$			0,55	< 1 VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_3^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-2,01 KN
				$M_{Y,ed} =$	-3,63 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-10,09 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,00
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,79 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,77	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX-}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	-2,02 KN
				$M_{Y,ed} =$	5,87 KNm
				$M_{Z,ed} =$	-9,39 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,00
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,79 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,89	< 1	VERIFICA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE - M_2^{MAX+}					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M1} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				$N_{ed} =$	2,75 KN
				$M_{Y,ed} =$	7,86 KNm
				$M_{Z,ed} =$	5,33 KNm
RESISTENZE PLASTICHE				$N_{pl,Rd} =$	663,67 KN
				$M_{pl,Y,Rd} =$	31,30 KNm
				$M_{pl,Z,Rd} =$	15,41 KNm
COEFFICIENTI				$n =$	0,00
				$a =$	0,37
RESISTENZE DI CALCOLO				$M_{N,Y,Rd} =$	31,75 KN/m
				$M_{N,Z,Rd} =$	15,41 KN/m
VERIFICA	$(M_{Y,Ed}/M_{N,Y,Rd}) + (M_{Z,Ed}/M_{N,Z,Rd}) \leq 1$		0,59	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_2					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$V_{ed} =$				17,39 KN
RESISTENZE DI CALCOLO	$V_{o,Rd} =$				383,17 KN
VERIFICA	TAGLIO		0,05	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,05	< 1	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO V_3					
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	$E =$	210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	$\gamma_{M0} =$	1,05
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$V_{ed} =$				-10,24 KN
RESISTENZE DI CALCOLO	$V_{o,Rd} =$				383,17 KN
VERIFICA	TAGLIO		0,03	< 1	VERIFICA
	FLESSIONE E TAGLIO		0,03	< 1	VERIFICA

Verifiche di Stabilità - (Metodo B)

VERIFICA INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ELEMENTO	g =	19,90	daN/m	$I_y = 6.062.000 \text{ mm}^4$
	b =	120	mm	$i_y = 48,90 \text{ mm}$
	h =	114	mm	$W_y = 106.300,00 \text{ mm}^3$
	$t_w =$	5	mm	$W_{pl,y} = 119.500,00 \text{ mm}^3$
	$t_f =$	8	mm	$I_z = 2.309.000 \text{ mm}^4$
	r =	12	mm	$i_z = 30,20 \text{ mm}$
	A =	2.534	mm ²	$W_z = 38.480,00 \text{ mm}^3$
				$W_{pl,z} = 58.850,00 \text{ mm}^3$
CARATTERISTICHE MATERIALE	$f_{yk} =$	275	N/mm ²	E = 210.000 N/mm ²
	$f_{tk} =$	430	N/mm ²	G = 8076,9
SNELLEZZA	$L_y =$	5.000	mm	$L_z = 5.000 \text{ mm}$
	$\beta_y =$	1		$\beta_z = 1$
	$L_{oy} =$	5.000	mm	$L_{oz} = 5.000 \text{ mm}$
	$\lambda_y =$	102,25	< 200	$\lambda_z = 165,56 < 200$
CARICO CRITICO EULERIANO	$N_{cr,y} =$	501.837,27	N	$N_{cr,y} = 191.407,56 \text{ N}$
MOMENTO CRITICO ELASTICO DI INSTABILITA' TORSIONALE	$\psi =$	1		$M_{cr} = 98143788 \text{ N mm}$
	$EJ_y =$	1,27302E+12	N/mm ²	
	$GJ_t =$	18649562100	N/mm ²	
	$EJ\omega =$	1,3587E+15	N/mm ⁴	
COEFFICIENTI	$\gamma_{M1} =$	1,05		
	$k_c =$	0,9		
	f =	0,96		$\alpha_{v-v} = 0,34$
	$\beta =$	1,00		$\alpha_{z-z} = 0,49$
COEFFICIENTI DI SNELLEZZA ADIMENSIONALE	$\lambda_{LT,0} =$	0,40		$\alpha_{LT} = 0,34$
	$\lambda_y =$	1,18		$\lambda_{LT} = 0,55$
COEFFICIENTI	$\lambda_z =$	1,91		
	$\Phi_y =$	1,22		$\Phi_{LT} = 0,67$
	$\Phi_z =$	2,35		
FATTORI DI RIDUZIONE	$\chi_y =$	0,65		$\chi_{LT} = 0,98$
	$\chi_z =$	0,27		
COEFFICIENTI CORRETTIVI	$\chi_{min} =$	0,27		
	$\alpha_{my} =$	0,9		
COEFFICIENTI DI INTERAZIONE	$\alpha_{mz} =$	0,9		$\alpha_{mLT} = 0,9$
	$K_{yy} =$	0,90		$K_{zy} = 0,54$
SOLLECITAZIONI	$K_{yz} =$	0,54		
				$N_{Ed} = 2.020,00 \text{ N}$
VERIFICA				$M_{y,Ed} = 5870000 \text{ Nmm}$
				$M_{z,Ed} = 9390000 \text{ Nmm}$
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,71 < 1 VERIFICATO
	$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$			0,90 < 1 VERIFICATO